

混凝土结构设计原理

主　编　熊丹安　吴建林
副主编　白应华　汪　芳　赵　亮



- 按照2010版混凝土结构设计规范编写
- 突破传统计算表达式的表述方法
- 配有丰富的实例及习题





北京大学出版社
PEKING UNIVERSITY PRESS

说　明

本书电子版仅提供给高校任课教师使用，如有任课教师需要全本教材浏览或需要本书课件等相关教学资料，请联系北京大学出版社客服，微信手机同号：15600139606，扫下面二维码可直接联系。

由于教材版权所限，仅限任课教师索取，谢谢！



21 世纪全国本科院校土木建筑类创新型应用人才培养规划教材

混凝土结构设计原理

主　编　熊丹安　吴建林
副主编　白应华　汪　芳　赵　亮



内 容 简 介

本书为“混凝土结构”的设计原理部分，是依据最新《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)和相应规范、规程的内容编写，包括绪论、钢筋和混凝土的力学性能、轴心受力构件承载力、受弯构件承载力、偏心受力构件承载力、受扭构件承载力、正常使用极限状态和预应力混凝土结构构件。

本书适用于自2011年7月1日起实施的新规范，突破传统的计算表达式的表述方法，用尽量简洁的语言说明原理，用较多的实例示范，对设计计算方法以及施工图的绘制等都有深入浅出的论述，并以相应例题进行讲解。本书可作为普通高等院校土木工程专业的专业课教材，也可用作土木工程技术人员的参考用书。

图书在版编目(CIP)数据

混凝土结构设计原理/熊丹安，吴建林主编. —北京：北京大学出版社，2012.1
(21世纪全国本科院校土木建筑类创新型应用人才培养规划教材)
ISBN 978-7-301-19706-6

Ⅰ. ①混… Ⅱ. ①熊… ②吴… Ⅲ. ①混凝土结构—结构设计—高等学校—教材 Ⅳ. ①TU370.4

中国版本图书馆CIP数据核字(2011)第228809号

书　　名：混凝土结构设计原理
著作责任者：熊丹安　吴建林　主编
策 划 编 辑：吴　迪　卢　东
责 任 编 辑：伍大维
标 准 书 号：ISBN 978-7-301-19706-6/TU·0191
出　版　者：北京大学出版社
地　　址：北京市海淀区成府路205号　100871
网　　址：http://www.pup.cn　http://www.pup6.cn
电　　话：邮购部 62752015　发行部 62750672　编辑部 62750667　出版部 62754962
电 子 邮 箱：pup_6@sohu.com　pup_6@163.com
印　刷　者：
发　行　者：北京大学出版社
经　销　者：新华书店
787毫米×1092毫米　16开本　16印张　372千字
2012年1月第1版　2012年1月第1次印刷
定　　价：32.00元

前 言

为适应高等教育事业的发展，反映我国混凝土结构理论和设计方法在土木工程领域的新进展，培养土木工程专业合格的高级工程技术人才和卓越的工程师，本书编者依据最新《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)和相关标准、规程，以及多年的教学实践和施工、设计方面的经验，按照教学大纲的要求，本着“讲清基本概念、讲透基本计算、教好基本构造、方便教学和自学”的原则，编写了《混凝土结构设计原理》。

本书具体讲述以下四方面的内容：①混凝土结构材料的力学性能及其选用原则；②基本混凝土构件如轴心受力构件、受弯构件、偏心受力构件、受扭构件的承载力计算和构造；③混凝土构件正常使用的裂缝宽度验算和受弯构件的挠度验算；④预应力混凝土结构构件的设计计算。本书与后续课程教材《混凝土结构设计》相衔接。

参加本书编写的人员有：熊丹安(第 1 章、第 4 章)、吴建林(第 2 章)、程志勇(第 3 章)、梅巧林(第 5 章)、赵亮(第 6 章)、汪芳(第 7 章)、白应华(第 8 章)。本书由熊丹安教授、吴建林副教授担任主编，白应华、汪芳、赵亮担任副主编。

在众多版本的《混凝土结构设计原理》教材中，本书的显著特点是：突破传统的计算表达式的表述方法，在受弯构件和偏心受力构件的正截面承载力计算中，以混凝土相对受压区高度 ξ 代替 x，使计算公式和适用条件统一；直接求解 ξ 以简化计算过程，加快了计算速度，摒弃了传统的查表方法；用简化的流程图说明计算步骤；用尽量简洁的语言说明原理；用较多的实例示范；编制有可操作的课程设计任务书、指导书和计算书；将《混凝土结构设计规范》中的部分内容和说明用“*”号标记，用“★”作重点提示。总之，希望本书的出版能使读者受益。书中不当之处，敬请读者批评指正。

编　者

2011 年 10 月

目　　录

第1章 绪 论

教学目标

本章主要讲述钢筋混凝土的一般概念和设计方法。通过本章的学习，应达到以下目标。

(1) 掌握钢筋和混凝土的一般性能和它们共同工作的原因。

(2) 熟悉钢筋混凝土结构构件的设计方法。

(3) 理解本课程的特点和学习方法。

教学要求

知识要点	能力要求	相关知识
钢筋和混凝土的一般性能	(1) 理解钢筋和混凝土共同工作的原因，钢筋混凝土的优缺点 (2) 熟悉钢筋在混凝土中的布置方式 (3) 掌握学习要点	(1) 钢筋 (2) 混凝土 (3) 粘结力
规范的设计方法	(1) 理解安全等级、结构功能要求、结构可靠度、失效概率、可靠指标、混凝土结构的耐久性等概念 (2) 熟悉承载能力极限状态表达式	(1) 荷载、作用、荷载效应 (2) 抗力 (3) 概率极限状态



基本概念

钢筋和混凝土的性能差异、共同工作原因；极限状态，概率极限状态设计法。

引言

混凝土是现代土木工程中最重要的材料之一，它与钢筋的有序结合赋与了混凝土结构的无限发展空间。作为本课程的开篇，本章将介绍混凝土结构构件的类型。钢筋和混凝土共同工作的原因，以及如何进行混凝土结构构件的设计等基本概念。

1.1 一般概念

1.1.1 混凝土和钢筋

混凝土(concrete)是由水泥、砂、石、水等原材料，按一定配合比经搅拌—成型—养护硬化等过程而形成的人工石材。文字“砼”对其作了形象的表达。

混凝土是一种非匀质、非连续、非弹性的材料，其抗压强度较高而抗拉强度很低(抗拉强度大致为相应抗压强度的 1/10)，它的性能与石材类似，破坏呈脆性。不仅如此，由于混凝土中的水泥和水的化学-物理反应过程要经历很长的时间并受周围环境的影响，所以它的性能还与时间及环境因素(如温度、湿度等)有关。

钢筋(steel bar)则是较理想的匀质弹性材料。作为钢材的一种，钢筋的材质均匀，抗拉强度和抗压强度都很高。

显然，混凝土和钢筋是两种性质不同的材料，它们又都是土木工程中的重要建筑材料。

1.1.2 混凝土结构

由混凝土和钢筋通过一定方式生产制作形成的结构称为混凝土结构(concrete structure)。混凝土结构广泛用于房屋建筑工程、大跨度结构工程、桥梁工程、港口工程、大坝工程、地下工程等。

混凝土结构包括钢筋混凝土结构(reinforced concrete structure)、预应力混凝土结构(prestressed concrete structure)、素混凝土结构(plain concrete structure)3 种。其中，素混凝土结构主要用于设备基础、道路路面、某些非承重结构和大体积的块体结构中，而一般的混凝土结构则由钢筋和混凝土组成。

既然混凝土和钢筋是两种性质完全不同的材料，为什么二者能结合在一起共同工作呢？其主要原因有 3 个：①混凝土结硬后，能与钢筋牢固地粘结在一起，相互传递应力，粘结力是这两种材料共同工作的基础；②钢筋和混凝土具有相近的线膨胀系数，因而在温度变化时，它们之间不会发生较大的相对变形，其粘结力不致因温度变化而破坏(钢筋的线膨胀系数为 $1.2\times10^{-5}/℃$，混凝土为 $1.0\times10^{-5}/℃\sim1.5\times10^{-5}/℃$)；③混凝土提供的碱性环境可以保护钢筋免遭锈蚀。钢筋在碱性环境下不会锈蚀，而水泥与水反应后生成的 $Ca(OH)_2$ 恰好提供了这种环境。

在钢筋混凝土结构构件中，混凝土主要承受压力，钢筋主要承受拉力(也可按需要承受构件受压区的部分压力)，二者各自发挥其特长。预应力混凝土结构则是一种特殊的钢筋混凝土结构，其中的预应力钢筋在构件承受荷载之前被施加拉应力，该拉应力反作用于混凝土，使构件受拉区的混凝土受到预压，间接提高了混凝土的受拉性能。

那么，钢筋和混凝土是如何共同工作的呢？下面看一个简单的例子。

图 1.1 所示的简支梁，当其承受均布荷载 q 时，梁的弯矩图为一抛物线，沿梁跨长的

各个截面下部都受拉；跨中截面的弯矩最大，该截面的拉应力和压应力也最大。假若该梁是素混凝土(即不配钢筋)制作的，则在荷载不大的情况下，由于混凝土的抗拉强度很低，梁在跨中弯矩最大处截面的受拉区将首先开裂。而一旦开裂，则会导致裂缝处受力截面有效高度减小，裂缝迅速向受压区发展，梁很快破坏。破坏荷载与开裂荷载几乎相同，这种破坏是“一裂即坏”型的无警告破坏，称之为脆性破坏。而当在梁的受拉区下部配置适当的纵向钢筋①后，则在荷载作用下，由于钢筋和混凝土共同受力，虽然梁开裂时的荷载与素混凝土梁相差不多，但开裂后的拉力可由钢筋①承担，裂缝不会迅速发展，梁可以继续承受较大的荷载直至受拉区的钢筋屈服、受压区边缘混凝土被压坏，梁才会丧失承载能力，梁在破坏前有明显的预兆。

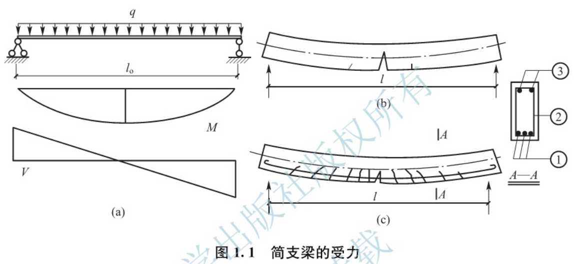


图 1.1　简支梁的受力

可见，适当配筋的钢筋混凝土梁，不仅使承受的荷载大大增加，而且受力性能也有显著改善。荷载在梁内产生的剪力则由配置在梁内的箍筋②和混凝土共同承担。同时，钢筋①、②通过配置在梁顶部的纵向构造钢筋③(称为架立钢筋)相互绑扎形成钢筋骨架，便于钢筋的固定和混凝土的浇灌。显然，钢筋①、②、③在梁内是有序配置的。

1.1.3　混凝土结构的分类

根据结构构件的几何形状和受力特点，以及结构所在的空间位置、结构层数和高度等，混凝土结构可以有不同的分类方法。

1. 按结构构件的几何形状分类

按照结构构件的几何形状和受力特征，混凝土结构可以分为杆系结构、板壳结构、拱结构、块体结构等。

1）杆系结构

这类结构中的结构构件都是细长的直杆，如连续梁、钢筋混凝土或预应力混凝土屋架、框架结构、排架结构等，杆系结构是建筑工程中应用最广泛的结构形式。

2）板壳结构

当结构构件两个方向的尺寸远大于第三个方向的尺寸时，其平者称为板，曲面形状者称为壳，这样的结构称为板壳结构。板以受弯为主，房屋建筑中的楼面板和屋面板大多是平板；壳则以受压为主，是一种空间受力的结构，公共建筑中的大跨度混凝土屋盖可以做

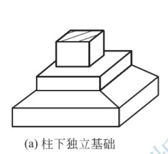
成壳体。

3）拱结构

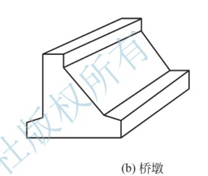
拱是以承受轴向压力为主的结构。由于拱体各截面上的内力大致相等，因而拱结构是一种有效的大跨度结构，在桥梁和房屋中都有广泛的应用。拱结构的轴线常采用抛物线形状（当拱的矢高 f 不大于拱的 1/4 跨度时，也可用圆弧代替）。拱的矢高 f 一般为$(1/2\sim1/8)l_0$；矢高小的拱，水平推力大，拱体受力也大；矢高大的则相反。合理选择矢高是设计中应充分考虑的问题。拱体截面一般为矩形截面或 T 形截面等实体截面；当截面高度较大时（如大于 1.5m），可做成格构式、折板式或波形截面。

4）块体结构

3 个方向的尺寸为同量级的结构，称为块体结构。属于块体结构的有柱下独立基础和设备基础、桥台和桥墩等。图 1.2 为块体结构示意图。



(a) 柱下独立基础



(b) 桥墩

图 1.2　块体结构

2. 按结构的层数和高度分类

混凝土结构按层数和高度的不同，可分为单层、多层和高层结构。

1）单层混凝土结构

单层混凝土结构包括混凝土排架结构、混凝土刚架结构以及拱结构等，主要用于单层工业厂房、仓库及站台等建筑。排架结构是《混凝土结构设计》要讲述的基本结构之一，用于有较大起重设备的工业厂房。

刚架是一种梁柱合一的结构，混凝土刚架结构常作为中小型单层厂房的主体结构。有三铰、两铰及无铰等几种形式，以三铰刚架应用较多。可以做成单跨或多跨。

2）多层混凝土结构

常用于多层轻工业厂房及多层民用房屋，主要有框架结构及框架-剪力墙结构。框架结构也是《混凝土结构设计》要讲述的基本结构之一。而框架-剪力墙结构则是在框架结构的适当部位设置成片的钢筋混凝土墙体，以提高框架结构抵抗水平作用的能力。

3）高层混凝土结构

《高层建筑混凝土结构技术规程》（JGJ 3—2002）规定：大于等于 10 层或高度大于等于 28m 的房屋结构称为高层结构。高度大于等于 100m 的建筑则称为超高层建筑。其结构形式除框架结构、框架-剪力墙结构外，还有剪力墙结构、筒体结构等。

（1）剪力墙结构。钢筋混凝土剪力墙是指以承受水平荷载为主要目的（同时也承受相应范围内的竖向荷载）而在房屋结构中设置的成片钢筋混凝土墙，其长度可与房屋的总宽度相同，其高度可为房屋的总高，其厚度最薄时可到 140mm。《混凝土结构设计规范》（以

下简称《规范》）规定：当钢筋混凝土墙的长度大于其厚度的4倍时，应按钢筋混凝土剪力墙要求进行设计(未超过时则按钢筋混凝土柱设计)。当纵横交叉的房屋墙体都由剪力墙组成时，形成剪力墙结构。剪力墙结构可用于40层以下的高层旅馆、住宅等房屋。

(2) 筒体结构。将房屋的剪力墙集中到房屋的外部或内部，组成一个竖向悬臂的封闭式箱体时，可大大增强房屋的整体空间受力性能和抵抗侧移的能力，这种封闭的箱体称为筒体。筒体和框架结合可形成框筒结构，内筒和外筒结合则形成筒中筒结构，等等。筒体结构一般用于30层以上的超高层房屋(图1.3)。

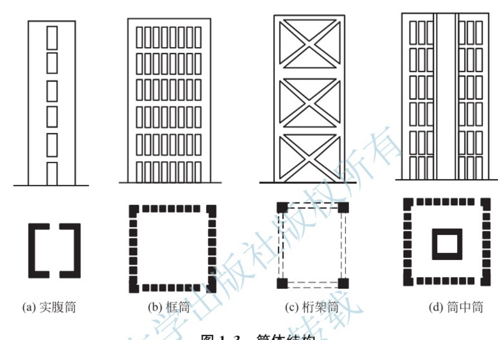


图1.3 筒体结构

此外，按照施工工艺的不同，可分为在现场原位支模并整体浇筑而成的现浇混凝土结构(cast-in-situ concrete structure)、由预制混凝土构件或部件装配而形成的装配式混凝土结构(prefabricated concrete structure)，以及由预制混凝土构件或部件通过钢筋锚固、连接或施加预应力等加以连接并现场浇筑混凝土而形成整体的装配整体式混凝土结构(assembled monolithic concrete structure)。

1.1.4 混凝土结构构件的类型

结构由构件组成。钢筋与混凝土的有序结合形成的钢筋混凝土结构构件(以下简称为混凝土结构构件)，按其受力状态的不同可以分为受弯构件、受压构件、受拉构件、受扭构件等。其中，受弯构件和受压构件是最基本的受力构件。

1. 受弯构件

主要构件形式为钢筋混凝土梁和钢筋混凝土板，在外荷载作用下承受弯矩 M 和剪力 V。

2. 受压构件

主要构件形式为钢筋混凝土柱和钢筋混凝土墙。仅承受轴心压力 N 的构件称为轴心受压构件；不仅承受压力，同时还承受弯矩和剪力的构件称偏心受压构件。

3. 受拉构件

承受拉力 N 或拉力与弯矩共同作用的构件，如屋架的受拉腹杆和弦杆、水池的池壁等。

4. 受扭构件

承受扭矩 T 与弯矩、剪力等共同作用的构件，如雨篷梁、平面曲梁、螺旋楼梯等。

1.1.5　钢筋混凝土结构构件的优缺点

除了能合理利用钢筋和混凝土两种材料的性能外，钢筋混凝土结构构件还具有如下优点：①整体性好。尤其是现浇的钢筋混凝土结构，构件的连接通过钢筋的贯通和锚固、混凝土浇筑成整体，其整体性能好，有利于承受各种作用，尤其是偶然作用(如地震、冲击波)的影响，钢筋混凝土结构广泛用作抗震结构。②可模性好。混凝土在浇筑时是半流动状态，现浇钢筋的加工也比较容易，因而可按使用需要制作成各种形状和尺寸的结构。此外，根据建筑物的结构选型，可以设计成各种形式的受力结构，即具有设计的自由性。③就地取材。混凝土的主要原材料是砂、石骨料，易于就地取材；而且还可利用工业废料如粉煤灰、矿渣、煤矸石等作骨料，变废为宝。④耐久性好。如前所述，混凝土可以保护钢筋免遭锈蚀，同时混凝土结构受风雨寒暑的影响小，因而钢筋混凝土结构的耐久性好，不需要像钢结构那样经常性维护。采用特种混凝土还可使钢筋混凝土结构在恶劣环境(如侵蚀性介质环境和海水环境中等)下正常受力。⑤耐火性好。钢筋和混凝土都是不燃材料，但在高温受热时强度会显著降低。然而，混凝土的热传导系数很小，适当的混凝土保护层可使钢材不致在火灾发生时很快达到软化的危险温度而导致结构整体破坏。与钢结构或木结构相比，钢筋混凝土结构有很好的耐火性。⑥节省钢材。由于钢筋混凝土结构合理地利用了材料性能，在某些情况下可以代替钢结构，从而节省钢材，降低造价。

钢筋混凝土结构构件也存在着如下缺点：①自重较大。由于混凝土的强度较低，因此钢筋混凝土结构构件往往需要较大的截面尺寸，而钢筋混凝土材料的自重标准值达 24～25kN/m^3，因此钢筋混凝土结构显得较为笨重。②易出现裂缝。由于混凝土的抗拉强度低，以及结构混凝土的收缩受到约束等原因，钢筋混凝土结构很难避免裂缝的发生。③施工烦琐。钢筋混凝土结构的施工，包括钢筋加工、形成钢筋骨架；模板的制作、加工；混凝土的浇筑、养护、拆模等工序，施工烦琐；施工质量的监督、检查等也非易事。④工期较长。施工烦琐加之混凝土达到规定的强度需要一定的时间，因此施工周期较长。同时，施工还受季节的影响。

1.1.6　混凝土结构设计内容

作为土木工程的建筑物，总体上可分为建筑、结构、设备三大部分。建筑和设备主要满足人们对使用功能的要求，结构则是保证建筑物安全性、适用性、耐久性的物质基础。混凝土结构设计包括下列内容：①结构方案设计，包括结构选型、构件布置及传力途径；②作用及作用效应分析；③结构的极限状态设计，进行构件的截面配筋计算及正常使用验算；④结构及构件的构造、连接措施；⑤耐久性及施工的要求；⑥满足特殊要求结构的专

门性能设计。本书主要对第③项即构件截面配筋计算及正常使用验算的原理和方法进行介绍，其余部分将在《混凝土结构设计》中进行阐述。

1.2 混凝土结构的发展简况

自从1824年Aspdin(英国人)发明水泥，才开始了混凝土应用的历史；1850年，Lambol(法国人)用铁丝网和水泥砂浆制造小船；1868年，曾经采用混凝土制作花盆的Monier(法国人)发明了混凝土板并获得专利权。随着对钢筋混凝土性能认识的深入，钢筋混凝土梁、板的制作工艺和计算方法的发表，配置纵向钢筋和箍筋的配筋方法的形成(1892年)，水灰比对混凝土强度影响的正确认识(1918年)，所有这些，都为现代的钢筋混凝土结构的发展奠定了基础。由于早期的混凝土强度和钢材的强度都比较低，混凝土结构主要用于中小型楼板、跨度不大的梁、拱及基础等。从20世纪初到40年代，随着混凝土强度和钢材强度的提高，混凝土结构已被用于大跨度及空间结构，预应力混凝土也已开始应用。现在，随着高强度混凝土和高强度钢筋的生产、泵送商品混凝土以及各种新的施工技术的推广应用，混凝土结构已广泛用于超高层建筑、大跨度桥梁、高速铁路、跨海隧道、地铁工程等。

目前，混凝土结构广泛用于：①房屋建筑工程，如多层住宅、办公楼、商店、医院、教学楼等民用建筑；单层和多层工业厂房；高层和超高层建筑。②大跨度建筑及桥梁工程，如预应力混凝土屋架、薄腹大梁、折板、拱、薄壳等；桥梁工程中有相当部分由混凝土结构建造。③特种结构与高耸结构，如贮仓、贮水池、电线杆、上下水管道、电视塔等(如加拿大的多伦多电视塔采用钢筋混凝土结构，高达549m)。④水利、电力工程、地铁、核电站的安全壳、机场跑道等。

随着国民经济的发展，混凝土结构学科也进入了一个全新的领域。在材料方面，混凝土向轻质、高强、耐久方向发展，《规范》规定的混凝土强度最高等级已达C80，钢筋则向高强度并有较好延性和高粘结锚固性能方向发展，预应力构件中的高强钢丝、钢绞线强度已达1860N/mm^2；结构方面，预应力技术、钢和混凝土组合结构、钢管混凝土柱、外包钢混凝土柱、劲性钢筋混凝土结构等如百花争艳；而混凝土结构的施工技术进步对保证新材料的应用和新结构的实施起着关键作用。

1.3 混凝土结构的设计原则和方法

钢筋混凝土结构的早期设计理论，是基于弹性理论的容许应力设计理论。由于混凝土不是匀质弹性材料，并且容许应力的取值也带有很大的不确定性，这种设计方法大都偏于保守，但有时也不安全。随着对混凝土结构及构件的受力性能研究的深入，该法在绝大多数国家已不再采用。

20世纪40年代，前苏联开始采用按破损阶段的设计方法。这种方法考虑到了混凝土和钢筋实际受力时的塑性性能，使得设计更符合钢筋混凝土结构的工作情况，比容许应力设计方法前进了一大步，但在安全系数的取值上仍带有经验性。

20 世纪 50 年代，基于对材料和荷载的统计分析研究，前苏联又首先将按破损阶段的设计方法发展为按极限状态的设计方法。指出结构的极限状态是一种特定状态，超过这一状态时，结构构件即丧失承载能力或不能正常使用。这种按极限状态的设计方法要比按破损阶段的设计方法更合理，因此到 20 世纪 70 年代，为多数国家所接受。这种方法考虑到荷载及材料强度的变异性并由统计规律确定，而对一些非统计因素则仍需根据以往经验确定，因而这种设计方法是一种半经验、半概率的极限状态设计法。我国《钢筋混凝土结构设计规范》(GBJ 21—1966)、《钢筋混凝土结构设计规范》(TJ 10—1974)都采用了这种极限状态设计方法。

随着结构设计理论的发展、结构可靠度理论的提出，以概率理论为基础的极限状态设计法应运而生。这种设计方法是在对材料、荷载等的变异性进行大量调查、统计和分析的基础上，运用概率方法，以失效概率和与之相联系的可靠度指标来衡量结构的可靠性，因而更为科学和合理。我国《混凝土结构设计规范》(GBJ 10—1989)和经过修订的《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)都采用这种设计方法。

近几年来，随着高强度混凝土的应用、高强度钢材的生产以及"节能、减排、降耗、环保"的要求，对建筑结构抵御各种自然灾害的要求的提高，混凝土结构学科的研究取得的新进展，在《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)的基础上，新修订的《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)应运而生。

新修订的规范主要有如下变动：①材料方面，将混凝土强度最低等级提高为 C20，引入了强度级别为 500MPa 级的热轧带肋钢筋，预应力钢筋则以钢绞线和高强钢丝作为主导钢筋；②对承载力极限状态计算方法、正常使用极限状态验算方法进行了改进；③将设计内容由以构件设计为主适当扩展到整体结构设计、结构抗倒塌设计和既有结构设计；④完善了耐久性设计方法；⑤对各类构件的构造措施进行了修订、补充和完善。

本书依据《混凝土结构设计规范(Code for design of concrete structures)》(GB 50010—2010)和相关知识，使土木工程专业的学生学会规范的运用和混凝土结构构件和基本结构的设计(规范的实施日期从 2011 年 7 月 1 日开始)。

★ 最新颁布的《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)采用以概率理论为基础的极限状态设计方法，以可靠指标度量结构构件的可靠度，采用分项系数的设计表达式进行设计。在本门课程学习前，下面对已学习的《荷载与结构设计方法》要点予以回顾，以便于本课程的学习和节省篇幅。

1.3.1 设计使用年限和设计基准期

1. 设计使用年限

设计使用年限(design working life)是设计规定的一个时期。在这一规定时期内，房屋建筑在正常设计、正常施工、正常使用和正常维护下，不需要进行大修就能按其预定目的使用。

★★ 设计应明确结构的用途，在设计使用年限内未经技术鉴定或设计许可，不得改变结构的用途和使用环境。

结构的设计使用年限按表 1-1 确定。

表 1-1　设计使用年限分类

类别	1	2	3	4
设计使用年限/年	5	25	50	100
示例	临时性结构	易于替换的结构构件	普通房屋和构筑物	纪念性建筑和特别重要的建筑结构

2. 设计基准期

设计基准期(design reference period)是指在对荷载进行统计、以及对与时间有关的材料性能取值所选定的一个时间段。我国所采用的设计基准期为 50 年。

1.3.2　结构的功能要求

结构在规定的设计使用年限内，应满足安全性、适用性、耐久性等各项功能要求。

1. 安全性要求

结构的安全性要求是指：①在正常施工和正常使用时，能承受可能出现的各种作用；②在设计规定的偶然事件发生时及发生后，仍能保持必需的整体稳定性。所谓整体稳定性，是指在偶然事件发生时和发生后，建筑结构仅产生局部的损坏而不致发生连续倒塌。

2. 适用性要求

结构在正常使用时具有良好的工作性能。如受弯构件在正常使用时不出现过大的挠度等。

3. 耐久性要求

结构在正常维护下具有足够的耐久性能。从工程概念上讲，就是指在正常维护条件(不需花费过高的维修费用)下，在预定的设计使用年限内，在预定的工作环境(建筑物所处的环境)中，结构能够正常使用。混凝土结构的耐久性设计包括下列内容：①确定结构所处的环境类别；②提出对混凝土材料的耐久性基本要求；③确定构件中钢筋的混凝土保护层厚度；④不同环境条件下的耐久性技术措施；⑤提出结构使用阶段的检测与维护要求。

1) 混凝土结构的环境类别

混凝土结构的环境类别分为 5 类，详见表 1-2。

表 1-2　混凝土结构耐久性设计的环境类别

环境类别	条　件
一	室内干燥环境；无侵蚀性静水浸没环境
二 a	室内潮湿环境；非严寒和非寒冷地区的露天环境； 非严寒和非寒冷地区与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境； 严寒和寒冷地区的冰冻线以下与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境
二 b	干湿交替环境；水位频繁变动区环境；严寒和寒冷地区的露天环境； 严寒和寒冷地区冰冻线以上与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境

（续）

环境类别	条　件
三 a	严寒和寒冷地区冬季水位变动区环境； 受除冰盐影响环境；海风环境
三 b	盐渍土环境；受除冰盐作用环境； 海岸环境
四	海水环境
五	受人为或自然的侵蚀性物质影响的环境

注：① 室内潮湿环境是指构件表面经常处于结露或湿润状态下的环境；
② 严寒和寒冷地区的划分应符合现行国家标准《民用建筑热工设计规范》(GB 50176)的有关规定；
③ 海岸环境和海风环境宜根据当地情况，考虑主导风向及结构所处迎风、背风部位等因素的影响，由调查研究和工程经验确定；
④ 受除冰盐影响环境是指受到除冰盐盐雾影响的环境，受除冰盐作用环境指被除冰盐溶液溅射的环境以及使用除冰盐地区的洗车房、停车楼等建筑；
⑤ 暴露的环境是指混凝土结构表面所处的环境。

（注：严寒和寒冷地区的定义，《民用建筑热工设计规程》(JGJ 24—1986)规定如下：严寒地区是指累年最冷月平均温度低于或等于－10℃的地区；寒冷地区是指累年最冷月平均温度高于－10℃、低于或等于0℃的地区。累年系指近期30年，不足30年的取实际年数，但不得少于10年。）

2）混凝土材料的耐久性基本要求

混凝土结构所处的环境是影响混凝土结构耐久性的外部因素，而混凝土的强度、密实性、水灰比、水泥用量、最大氯离子含量、最大碱含量等，则是影响混凝土结构耐久性的内部因素。外因通过内因而起作用。例如，混凝土的碳化是空气中的二氧化碳(CO_2)与混凝土中的碱性物质氢氧化钙［$Ca(OH)_2$］发生反应，导致混凝土的保护膜受到破坏、引起钢筋锈蚀。保证混凝土的强度和密实性、适当的混凝土保护层厚度就可以有效减缓混凝土的碳化速度。

混凝土结构的耐久性设计(durability requirements)，就是根据不同的环境类别和设计使用年限，对结构混凝土的最低强度等级、最大水灰比、最小水泥用量、最大氯离子含量、最大碱含量等进行限制，以满足其耐久性要求。

设计使用年限为50年的混凝土结构，其混凝土材料宜符合表1－3的规定。

表1－3　结构混凝土材料的耐久性基本要求

环境等级	最大水胶比	最低强度等级	最大氯离子含量/%	最大碱含量/(kg/m³)
一	0.60	C20	0.30	不限制
二 a	0.55	C25	0.20	3.0
二 b	0.50(0.55)	C30(C25)	0.15	
三 a	0.45(0.50)	C35(C30)	0.15	
三 b	0.40	C40	0.10	

注：① 氯离子含量系指其占胶凝材料总量的百分比；
② 预应力构件混凝土中的最大氯离子含量为0.06%；最低混凝土强度等级宜按表中的规定提高两个等级；
③ 素混凝土构件的水胶比及最低强度等级的要求可适当放松；
④ 有可靠工程经验时，二类环境中的最低混凝土强度等级可降低一个等级；
⑤ 处于严寒和寒冷地区二 b、三 a 类环境中的混凝土应使用引气剂，并可采用括号中的有关参数；
⑥ 当使用非碱活性骨料时，对混凝土中的碱含量可不作限制。

3）耐久性技术措施

(1) 混凝土结构及构件的措施。

混凝土结构及构件尚应采取下列耐久性技术措施：①预应力混凝土结构中的预应力筋应根据具体情况采取表面防护、管道灌浆、加大混凝土保护层厚度等措施，外露的锚固端应采取封锚和混凝土表面处理等有效措施；②有抗渗要求的混凝土结构，混凝土的抗渗等级应符合有关标准的要求；③严寒及寒冷地区的潮湿环境中，结构混凝土应满足抗冻要求，混凝土抗冻等级应符合有关标准的要求；④处于二、三类环境中的悬臂构件宜采用悬臂梁-板的结构形式，或在其上表面增设防护层；⑤处于二、三类环境中的结构，其表面的预埋件、吊钩、连接件等金属部件应采取可靠的防锈措施；⑥处在三类环境中的混凝土结构构件，可采用阻锈剂、环氧树脂涂层钢筋或其他具有耐腐蚀性能的钢筋、采取阴极保护措施或采用可更换的构件等措施。

(2) 对设计使用年限为 100 年的混凝土结构。

一类环境中，设计使用年限为 100 年的混凝土结构，应符合下列规定：①混凝土结构的最低强度等级为 C30；预应力混凝土结构的最低强度等级为 C40；②混凝土中的最大氯离子含量为 0.06%；③宜使用非碱活性骨料，当使用碱活性骨料时，混凝土中的最大碱含量为 3.0kg/m^3；④混凝土保护层厚度应按附录附表 10 的规定增加 40%，当采取有效的表面防护措施时，混凝土保护层厚度可适当减少；⑤在使用过程中，应定期维护。其中，限制氯离子含量是为了避免钢筋电化学腐蚀，限制最大碱含量是为了减轻碱-骨料反应的影响(当骨料中含有结晶度差的石英质或某种结构的镁质碳酸钙时，将与混凝土中被水泥、外加剂、水和骨料带进来的碱发生反应，逐渐生成膨胀性产物，严重者造成建筑物破坏甚至崩塌)。

二类和三类环境中，设计使用年限 100 年的混凝土结构，应采取专门的有效措施。

(3) 临时性混凝土结构。

对临时性混凝土结构，可不考虑混凝土的耐久性要求。

(4) 定期检测、维修。

混凝土结构在设计使用年限内尚应遵守下列规定：①建立定期检测、维修制度；②设计中的可更换的混凝土构件应按规定更换；③构件表面的防护层，应按规定维护或更换；④结构出现可见的耐久性缺陷时，应及时进行检测。

1.3.3 结构的可靠度

结构在规定的设计年限内，应满足安全性、适用性和耐久性等功能要求。结构的可靠性(reliability)就是指结构在规定的设计年限内，在规定的条件下完成预定功能的能力。

这种能力既取决于施加于结构上的作用及所产生的作用效应(外在因素)，也取决于结构的抗力(内在因素)。

结构的可靠度(degree of reliability)是对结构可靠性的定量描述，是结构在规定的时间内(结构的设计使用年限)、在规定的条件下(正常设计、正常施工、正常使用等条件，不考虑人为过失的影响)，完成预定功能的概率。

1. 作用和作用效应

作用(action)是指施加在结构上的集中力或分布力(集中力或分布力称为直接作用，即通常所说的荷载)，以及引起结构外加变形或约束变形的原因(称为间接作用)。本书在讲述混凝土构件设计原理时，主要涉及直接作用即荷载；而在抗震设计时，则涉及间接作用(地震作用)。

作用效应(effect of an action)则是指由作用引起的结构或结构构件的反应，例如内力、变形和裂缝等。

结构上的作用具有随机性质。像人群荷载、风荷载、雪荷载以及吊车荷载等，都不是固定不变的，其数值可能较大，也可能较小；它们可能出现，也可能不出现；而一旦出现，则可测定其数值、大小和位置；风荷载还具有方向性。即使是结构构件的自重，由于制作过程中不可避免的误差、所用材料种类的差别，也不可能与设计值完全相同。这些都是作用的随机性。

根据结构构件的连接方式(支承情形)、跨度、截面几何特性以及结构上的作用位置和大小，可以用材料力学或结构力学方法算出作用效应。例如，当简支梁的计算跨度为 l_0、截面刚度为 B、荷载为均布荷载 q 时，则可知该简支梁的跨中弯矩 M 为 $ql_0^2/8$，支座边的剪力 V 为 $0.5ql_n$(l_n 为支座内侧间净跨长)，跨中挠度为 $5ql_0^4/(384B)$等。

作用和作用效应是一种因果关系，因此作用效应也具有随机性。

2. 抗力

结构或结构构件承受作用效应的能力称为抗力(resistance)。

影响结构抗力的主要因素是结构的几何参数和所用材料的性能。由于结构构件的制作误差和安装误差会引起结构几何参数的变异，结构材料由于材质和生产工艺等的影响，其强度和变形性能也会有差别(即使是同一工地按同一配合比制作的某一强度等级的混凝土，或是同一钢厂生产的同一种钢材，其强度和变形性能也不会完全相同)，因此结构的抗力也具有随机性。

3. 失效概率与可靠指标

作用、作用效应和抗力都是具有变异性的随机变量或随机过程(如可变作用就与时间有关)，都具有不确定性，但又都有一定的内在规律。对随机变量的分析和处理的科学方法是基于数理统计和概率论的方法。

可以用结构的可靠概率来衡量结构的可靠度，也可以用结构的失效概率来衡量结构的可靠度。我国的《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)在大量统计分析的基础上，对各类结构的允许失效概率 $[P_f]$ 作了规定。例如，对大量一般性的工业与民用建筑(安全等级为二级)，其失效概率不得超过下列限值：

破坏类型属延性破坏时 $[P_f]=6.9\times10^{-4}$；

破坏类型属脆性破坏时 $[P_f]=1.1\times10^{-4}$。

因计算失效概率比较复杂，因此引入可靠指标 β 来代替失效概率 P_f，用可靠指标来具体度量结构的可靠度。可靠指标 β 与失效概率 P_f 具有一一对应的关系(表 1－4)。β 值越大，P_f 值越小；反之，β 值越小，P_f 值越大。

表 1-4 可靠指标 β 与失效概率 P_f 的对应关系

β	2.7	3.2	3.7	4.2
P_f	3.5×10^{-3}	6.9×10^{-4}	1.1×10^{-4}	1.3×10^{-5}

4. 按可靠指标的设计准则

在建筑结构设计时，根据建筑物的安全等级，按规定的可靠指标(也称目标可靠指标)进行设计的准则，称为按可靠指标的设计准则。

建筑结构的安全等级是根据结构破坏可能产生的后果(危及人的生命、造成经济损失、产生社会影响等)的严重性而划分的，共分为三级(表 1-5)。同一建筑物内的各种结构构件宜与整个结构采用相同的安全等级，但允许根据部分结构构件的重要程度和综合经济效果对其安全等级作适当调整(如提高某一结构构件的安全等级所需额外费用很少，又能减轻整个结构的破坏，从而大大减少人员伤亡和财物损失，则可将该构件的安全等级提高一级；相反，如某一构件的破坏并不影响整个结构或其他结构构件，则可将该构件的安全等级降低一级，但不得低于三级)。

表 1-5 建筑结构的安全等级

安全等级	破坏后果	建筑物类型
一级	很严重	重要的房屋
二级	严重	一般的房屋
三级	不严重	次要的房屋

结构构件设计时采用的可靠指标，是根据对现有结构构件可靠度进行分析，并考虑使用经验和经济因素等确定的。对于承载能力极限状态的可靠指标，不应小于表 1-6 的规定。

表 1-6 结构构件承载能力极限状态的可靠指标

破坏类型	安全等级		
	一级	二级	三级
延性破坏	3.7	3.2	2.7
脆性破坏	4.2	3.7	3.2

上述按可靠指标的设计准则虽然直接运用了概率论的原则，但是在确定可靠指标时，做了若干假定和简化(如假定抗力和作用效应均服从正态分布，并且互相独立)，因此这个准则只能称为近似概率准则。

按上述可靠指标的设计准则(也即近似概率设计准则)并不直接用于具体设计，因为这样做仍很麻烦。具体的设计方法是极限状态设计法。

1.3.4 极限状态设计方法

1. 极限状态

整个结构或结构的一部分超过某一特定状态就不能满足设计规定的某一功能要求，此

特定状态称为该功能的极限状态(limit state)。

结构的各种极限状态，都规定有明确的标志及限值。

2. 极限状态的分类

根据结构的功能要求，极限状态分为承载能力极限状态和正常使用极限状态两类。

1) 承载能力极限状态

承载能力极限状态(ultimate limit state)是指结构或结构构件达到最大承载力，出现疲劳破坏，发生不适于继续承载的变形或因结构构件局部破坏而引发的连续倒塌。

★ 当结构或结构构件出现下列状态之一时，即认为超过了承载能力极限状态：①整个结构或结构的一部分作为刚体失去平衡。例如，雨篷的倾覆，烟囱在风力作用下发生整体倾覆、挡土墙在土压力作用下发生整体滑移。②结构构件或其连接因超过材料强度而破坏(包括疲劳破坏)，或因过度的变形而不适于继续承载。例如，轴心受压钢筋混凝土柱中混凝土达到轴心抗压强度而压碎；钢结构轴心受拉构件当钢材达到屈服点时，其变形导致不适于继续承载；钢结构或钢筋混凝土结构吊车梁在吊车荷载数十万次或数百万次的反复作用下，钢材、混凝土或钢筋可能发生疲劳破坏而导致整个吊车梁破坏。③结构转变为机动体系。④结构或构件丧失稳定(如压屈等)。⑤地基丧失承载能力而破坏(如失稳等)。

2) 正常使用极限状态

正常使用极限状态对应于结构或结构构件达到正常使用的某项规定限值或耐久性能的某种规定状态。

★ 当结构或结构构件出现下列状态之一时，应认为超过了正常使用(service ability)极限状态：①影响正常使用或外观的变形；②影响正常使用或耐久性能的局部损坏(包括裂缝)；③影响正常使用的振动；④影响正常使用的其他特定状态。

3. 承载能力极限状态计算

1) 计算内容

混凝土结构的承载能力极限状态计算应包括下列内容：①结构构件应进行承载力(包括失稳)计算；②直接承受重复荷载的构件应进行疲劳验算；③有抗震设防要求时，应进行抗震承载力计算；④必要时尚应进行结构的倾覆、滑移、漂浮验算；⑤对于可能遭受偶然作用，且倒塌可能引起严重后果的重要结构，宜进行防连续倒塌设计。

2) 承载能力极限状态设计表达式

★★ 对持久设计状况、短暂设计状况和地震设计状况，当用内力的形式表达时，结构构件应采用下列承载能力极限状态设计表达式：

$$\gamma_0 S \leqslant R \tag{1.1a}$$

$$R = R(a_k, f_c, f_s, \cdots)/\gamma_{Rd} \tag{1.1b}$$

式中 γ_0——结构重要性系数，在持久设计状况和短暂设计状况下，对安全等级为一、二、三级的结构构件，应分别不小于1.1、1.0、0.9，对地震设计状况下应取1.0；

S——承载能力极限状态下作用组合的效应设计值，对持久设计状况和短暂设计状况应按作用的基本组合计算，对地震设计状况，应按作用的地震组合计算；

R——结构构件的抗力设计值；

$R(\cdot)$——结构构件的抗力函数；

γ_{Rd}——结构构件的抗力模型的不定性系数，静力设计取 1.0，对不确定性较大的结构构件根据具体情况取大于 1.0 的数值，抗震设计应用承载力抗震调整系数 γ_{RE}代替 γ_{Rd}；

f_c——混凝土的强度设计值；

f_s——钢筋的强度设计值；

a_k——几何参数的标准值，当几何参数的变异性对结构性能有明显的不利影响时，应增、减一个附加值；

注：式(1.1a)中 $\gamma_0 S$ 为内力设计值，用 N、M、V、T 等表达。

3）基本组合的荷载效应组合设计值

基本组合(fundamental combination)在一般情况下由可变荷载效应控制，但当永久荷载较大时，也可能由永久荷载效应控制。

（1）由可变荷载效应控制的组合。

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^{n} \gamma_{Qi} \psi_{ci} S_{Qik} \tag{1.2a}$$

式中 γ_G——永久荷载的分项系数，当其效应对结构不利时，应取 1.2，有利时，一般情况下取 1.0，在对结构进行倾覆、滑移或漂浮验算时，应取 0.9；

γ_{Q1}、γ_{Qi}——第 1 个和第 i 个可变荷载分项系数一般情况下应取 1.4(当其效应对结构构件承载能力有利时取为 0)，对标准值大于 $4kN/m^2$ 的工业房屋楼面结构的活荷载应取 1.3；

S_{Gk}——永久荷载标准值的效应；

S_{Q1k}——在基本组合中起控制作用的一个可变荷载标准值的效应；

S_{Qik}——第 i 个可变荷载标准值的效应；

ψ_{ci}——可变荷载 Q_i 的组合值系数，对民用建筑楼、屋面均布活荷载，一般取 0.7(书库、储藏室、通风机房及电梯机房取 0.9)，屋面积灰荷载取 0.9，软钩吊车荷载取 0.7(硬钩吊车及 A8 级软钩吊车取 0.95)，其余情况下不应大于 1.0。

（2）由永久荷载效应控制的组合。

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \sum_{i=1}^{n} \gamma_{Qi} \psi_{ci} S_{Qik} \tag{1.2b}$$

式中 γ_G——意义同前，但取值为 1.35；当永久荷载为竖向荷载时(一般情形)，参与组合的也仅限于竖向荷载。

其余符号同式(1.2a)。

（3）基本组合的简化规则。

对于一般排架、框架结构，基本组合可采用简化规则，并按下列组合值中取最不利值确定。

① 由可变荷载效应控制的组合。

$$S=\gamma_G S_{Gk}+\gamma_{Q1} S_{Q1k} \tag{1.3a}$$

$$S = \gamma_G S_{Gk} + 0.9\sum_{i=1}^{n} \gamma_{Qi} S_{Qik} \tag{1.3b}$$

② 由永久荷载效应控制的组合。

仍按式(1.2b)确定。

4. 正常使用极限状态设计

混凝土结构构件正常使用极限状态的验算应包括下列内容：①对需要控制变形的构件，应进行变形验算；②对不允许出现裂缝的构件，应进行混凝土拉应力验算；③对允许出现裂缝的构件，应进行受力裂缝宽度验算；④对有舒适度要求的楼盖结构，应进行竖向自振频率验算。

对于正常使用极限状态，钢筋混凝土构件、预应力混凝土构件应分别按荷载的准永久组合，并考虑长期作用的影响或标准组合并考虑长期作用的影响，采用下列极限状态设计表达式进行验算：

$$S \leqslant C \tag{1.4}$$

式中 S——荷载组合效应的设计值；

C——结构构件达到正常使用要求所规定的变形、裂缝宽度和应力等的限值。

1) 荷载组合(load combination)

(1) 标准组合(characteristic/nominal combination)。

主要用于当一个极限状态被超越时将产生严重的永久性损害的情况，其荷载效应组合的设计值 S 按下式采用：

$$S = S_{\mathrm{Gk}} + S_{\mathrm{Q1k}} + \sum_{i=2}^{n} \psi_{ci} S_{\mathrm{Q}i\mathrm{k}} \tag{1.5}$$

对照式(1.5)和式(1.2)可知，式(1.2)的荷载分项系数均取为1时，就是式(1.5)。

(2) 准永久组合(quasi-permanent combinations)。

荷载准永久值也是针对可变荷载而言的，主要用于长期效应起决定性因素时的一些情况。准永久值反映可变荷载的一种状态，按照在设计基准期内荷载达到和超过该值的总持续时间与设计基准期的比值为0.5来确定，用荷载标准值乘以小于1的准永久值系数 ψ_{q} 表示。准永久组合的荷载效应组合的设计值 S 按下式采用：

$$S = S_{\mathrm{Gk}} + \sum_{i=1}^{n} \psi_{\mathrm{q}i} S_{\mathrm{Q}i\mathrm{k}} \tag{1.6}$$

公式符号同前。

2) 具体设计内容

混凝土结构构件在按承载能力极限状态进行设计后，尚应按规范规定进行裂缝控制验算以及受弯构件的挠度验算。

(1) 裂缝控制等级。

结构构件正截面的受力裂缝控制等级分为以下三级：一级——严格要求不出现裂缝的构件；二级——一般要求不出现裂缝的构件；三级——允许出现裂缝的构件。

(2) 裂缝控制验算。

对严格要求不出现受力裂缝的构件，按荷载效应的标准组合计算时，构件受拉边缘混凝土不应产生拉应力；对一般要求不出现受力裂缝的构件，按荷载效应的标准组合计算时，构件受拉边缘混凝土拉应力不应大于混凝土抗拉强度的标准值；对允许出现受力裂缝的构件，按荷载效应的准永久组合并考虑长期作用影响计算时，构件的最大裂缝宽度不应超过《规范》规定的最大裂缝宽度限值(附录附表16)。

根据结构类型、裂缝控制等级及耐久性环境类别，分别对混凝土拉应力控制要求及受力裂缝宽度限值 w_{lim}进行验算。

(3) 受弯构件的挠度验算。

混凝土受弯构件的挠度不应影响其使用功能和外观要求。钢筋混凝土受弯构件的最大挠度应按荷载效应的准永久组合，预应力混凝土受弯构件的最大挠度应按荷载效应的标准组合，并均应考虑荷载长期作用的影响进行计算。最大挠度计算值不应超过附表 17 规定的挠度限值。

1.4 本课程的特点和学习方法

《混凝土结构设计原理》是土木工程专业的学科基础课，同时又是重要的专业技术课，其内容非常丰富，但头绪繁多，往往使初学者有畏难情绪。事实上，与其他课程一样，只要掌握了课程特点和内在规律，其学习也并不困难，并可品味到其中的乐趣。

从内容上讲，本课程将介绍钢筋和混凝土材料的力学性能，然后具体讲述各种不同混凝土结构构件的设计(而且每一种构件都包括工程应用、受力性能破坏特征、公式应用、构造要求等几个方面)；通过对结构构件设计原理的理解和把握，再在《混凝土结构设计》中介绍常用混凝土楼盖结构、单层工业厂房、多层房屋框架结构的整体设计。

在学习本课程时，应注意课程的下述特点：①材料的特殊性。钢材在屈服前，是一种较理想的匀质弹性材料，而混凝土则是一种非匀质、非连续、非弹性材料；钢筋混凝土结构构件不同于其他构构件的主要原因，就在于混凝土材料的特殊性。②公式的实验性。正是由于材料的特殊性，使得混凝土结构构件的计算公式不可能完全通过理论的推导得出，而是通过大量试验研究和统计分析完成的，公式具有实验性。③公式的适用性。正是由于公式的实验性，因此有关公式都有一定的适用范围，超出了有关适用条件的范围，该公式就不能应用。④解答的多样性。无论是进行结构构件的设计，还是结构设计，往往有多种解答，这就需要综合多方面的因素，选择其中较为合理的解答。⑤设计的规范性。混凝土结构及其相应结构构件的设计计算，是以《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)及相应设计规范为依据进行的。本书的有关内容，亦是相应规范的具体体现。

1.5 本书的主要符号和计量单位

1. 主要符号

符号采用主体符号带上、下标的书写方法，主体符号用斜体，上、下标用正体(i、j、l 除外)。主要有材料性能符号、荷载和内力符号、几何参数符号等，具体可参照书中相应公式逐步熟悉(此处不一一列举)。

2. 计量单位

本书采用以 N－mm(牛顿-毫米) 制为标准的法定计量单位，计量单位和词头符号采用正体书写。如：

力的单位：N(牛)、kN(千牛)；

应力的单位：N/mm^2也即 MPa(兆帕)；

长度的单位：mm(毫米)、m(米)；

在工程计算中，可近似取 1kgf(公斤力)=10N(牛)。

本 章 小 结

钢筋和混凝土是两种不同性质的材料，但它们通过有序结合可以形成共同受力的钢筋混凝土结构构件，结构构件组成钢筋混凝土结构。粘结力是钢筋和混凝土共同受力的基础。由于钢筋混凝土结构具有一系列的优点，因而在土木工程中得到了广泛的应用。钢筋混凝土结构构件的设计方法，也从最初的容许应力法发展到以概率理论为基础的极限状态设计法。掌握基本计量单位，了解课程的特点，有助于本课程的学习。

思 考 题

1. 钢筋和混凝土的受力性能有何不同？为什么它们能共同工作？
2. 钢筋在混凝土结构构件中主要起哪些作用？
3. 混凝土结构如何分类？
4. 钢筋混凝土结构主要有哪些优点和缺点？
5. 结构构件的预定功能要求有哪些？
6. 什么是作用？什么是直接作用？什么是间接作用？什么是永久作用、可变作用和偶然作用？
7. 什么是作用效应、结构抗力？它们有何特点？
8. 在衡量结构可靠度时，有何时间和条件的规定？为什么？
9. 如何划分结构的安全等级？它与结构重要性系数有什么关系？
10. 极限状态如何分类？
11. 结构或结构构件超过承载能力极限状态的标志有哪些？为什么所有结构构件都必须进行承载力计算？
12. 什么是荷载标准值、荷载设计值？
13. 什么是材料强度标准值、材料强度设计值？
14. 设计基准期与设计使用年限有没有区别？设计基准期如何取值？
15. 本课程有哪些主要特点？
16. 本书的法定计量单位是什么？力和应力的单位如何表示？

第2章 钢筋和混凝土的力学性能

教学目标

本章主要讲述钢筋和混凝土材料的强度、变形等力学性能。通过本章的学习，应达到以下目标。

(1) 掌握钢筋和混凝土的力学性能。

(2) 熟悉钢筋和混凝土材料的选用原则。

(3) 理解粘结的本质和作用、保证钢筋和混凝土粘结的措施。

教学要求

知识要点	能力要求	相关知识
钢筋品种、强度和变形性能	(1) 理解两类钢筋的应力-应变曲线 (2) 熟悉钢筋的品种和分类 (3) 掌握钢筋的选用	(1) 钢筋的应力-应变曲线 (2) 钢筋的弹性模量 (3) 钢筋的冷拉和冷拔
混凝土的强度等级、强度和变形性能	(1) 理解混凝土的收缩和徐变 (2) 熟悉影响混凝土强度的因素 (3) 掌握混凝土强度等级的确定方法	(1) 混凝土的应力-应变曲线 (2) 混凝土的变形模量 (3) 重复荷载作用下的混凝土变形
钢筋和混凝土的粘结力	(1) 产生粘结的原因 (2) 粘结力的测定 (3) 保证粘结力的措施	(1) 钢筋的连接 (2) 钢筋的锚固

基本概念

软钢和硬钢、屈服强度、极限强度、混凝土的微裂缝、平面应力、混凝土的立方体抗压强度、轴心抗压强度、混凝土的三向受压、钢筋的锚固长度。



引言

用于混凝土结构的材料是混凝土和钢筋，在土木工程材料的学习中应当对这两种材料有所了解。它们是两种不同性质的材料，其力学性能和它们共同工作的原理，是分析混凝土结构构件受力、结构计算和设计方法的基础。

2.1 钢 筋

2.1.1 钢筋的类型和品种

根据钢筋的化学成分不同、生产工艺和力学性能的差异，钢筋可按如下方式分类。

1. 按化学成分

我国目前常用的钢筋由碳素结构钢及普通低合金钢制造。钢筋的化学成分主要是铁元素。除铁元素外，还含有少量的碳、硅、锰、硫、磷等元素。

按照含碳量的多少，碳素结构钢可分为低碳钢、中碳钢和高碳钢(一般低碳钢的含碳量对 HPB235 不大于 0.22%，对 HPB300 不大于 0.25%；高碳钢的含碳量大于 0.6%；中碳钢的含碳量介于上述两者之间)。随着含碳量的增加，钢筋的强度提高，塑性降低。

硅、锰等元素可以提高钢材的强度并保持一定的塑性。磷、硫则是钢材中的有害元素，使钢筋易于脆断。在低碳钢中加入少量锰、硅、铌、钡、钛、铬等合金元素后，便成为普通低合金钢，如 20 锰硅、25 锰硅、40 硅 2 锰钒、45 硅锰钒等。

2. 按生产工艺和力学性能

按照钢材生产加工工艺和力学性能的不同，用于混凝土结构中的钢筋分为普通热轧钢筋、细晶粒热轧钢筋、预应力钢筋和冷加工钢筋等。

普通热轧钢筋(hot rolled bars)是由冶金工厂直接轧制、按热轧状态交货的钢筋。细晶粒热轧钢筋(hot rolled bars of fine grains)是指在热轧过程中，通过控轧和控温工艺形成的晶粒度不粗于 9 级的热轧钢筋。

热轧钢筋包括热轧光圆钢筋(hot rolled plain bars)和热轧带肋钢筋(hot rolled ribbed bars)两类。根据《热轧光圆钢筋》标准(GB 1499.1—2008)的规定，其牌号有 HPB235、HPB300 两种；根据《热轧带肋钢筋》标准(GB 1499.2—2007)的规定，其牌号有 HRB335、HRB400、HRB500 3 种；而细晶粒热轧带肋钢筋牌号也有 HRBF335、HRBF400、HRBF500 3 种。各牌号后的数字为相应钢筋的屈服强度特征值(characteristic value)。

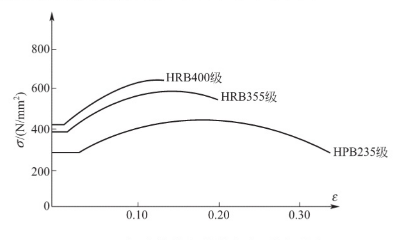
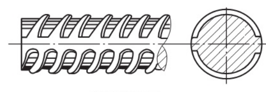


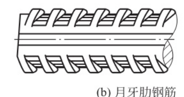
图 2.1 各种热轧钢筋的应力-应变曲线

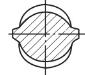
随着钢筋屈服强度的提高，钢筋的塑性(变形能力)会有所降低(图 2.1)。

目前广泛使用的带肋钢筋是纵肋与横肋不相交的月牙肋钢筋(crescent ribbed bars)[图 2.2(b)]。与螺纹钢筋［图 2.2(a)］相比，月牙肋避免了纵横肋相交处的应力集中现象，使钢筋的疲劳强度和冷弯性能得到一定改善，而且还具有在轧制过程中不易卡辊的优点。



(a) 螺纹钢筋





(b) 月牙肋钢筋

图 2.2　带肋钢筋

预应力钢筋包括预应力钢丝、钢绞线和预应力螺纹钢筋。预应力钢丝的外形有光面和螺旋肋两种，包括中强度预应力钢丝和消除应力钢丝；钢绞线是指现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》(GB/T 5224)中的钢绞线；预应力螺纹钢筋是由某些特定钢号(如 40Si2Mn、48Si2Mn、45Si2Cr)钢筋经淬火和回火处理后制成，经淬火和回火后，钢筋强度大幅度提高，而塑性降低不多。

近年来，我国强度高、性能好的预应力钢筋已可充分供应，在预应力混凝土结构中应优先采用。而冷加工钢筋(冷拉钢筋、冷拔低碳钢丝、冷轧带肋钢筋、冷轧扭钢筋等)因有专门设计规程，这些钢材也没有列入《混凝土结构设计规范》中。

2.1.2　钢筋的强度和变形

根据钢筋(steel reinforcement)的拉伸试验，可以得出钢筋的应力-应变曲线，从而了解其强度和变形规律。

1. 钢筋的应力-应变关系(stress - strain relationships for steel)

混凝土结构中所用的钢筋可分为两类：有明显屈服点的钢筋和无明显屈服点的钢筋(习惯上分别称它们为软钢和硬钢)。普通热轧钢筋和细晶粒热轧钢筋都属于有明显屈服点的钢筋。预应力钢筋一般属于无明显屈服点的钢筋。

1) 钢筋的拉伸应力-应变曲线

有明显屈服点钢筋的典型拉伸应力-应变曲线如图 2.3 所示。在 a 点以前，应力与应变按比例增加，其关系符合虎克定律，a 点对应的应力称为比例极限。

过 a 点后，应变较应力增长为快，到达 b 点后，应变急剧增加，而应力基本不变，应力-应变曲线呈现水平段 cd，钢筋产生相当大的塑性变形，此阶段称为屈服阶段。对于一般有明显屈服点的钢筋，b、c 两点称为屈服上限和屈服下限。屈服上限为开始进入屈服阶段时的应力，呈不稳定状态；到达屈服下限时，应

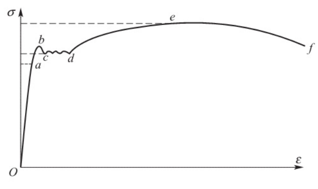


图 2.3　有明显屈服点钢筋的典型拉伸应力-应变曲线

变增长，应力基本不变，比较稳定。相应于屈服下限 c 点的应力称为“屈服强度”。当钢筋屈服发生塑性流动到一定程度、即到达图中 d 点后，应力又开始增加，应力-应变曲线又呈上升曲线，其最高点为 e。de 段称为钢筋的“强化阶段”，相应于 e 点的应力称为钢筋的极限抗拉强度。过 e 点后，钢筋的薄弱断面显著缩小，产生“颈缩”现象(图 2.4)，变形迅速增加，应力随之下降，到达 f 点时被拉断。

无明显屈服点钢筋的典型拉伸应力-应变曲线如图 2.5 所示。这类钢筋的极限强度一般很高，但变形很小，也没有明显的屈服点。通常取相应于残余应变为 0.2%时的应力 $\sigma_{0.2}$ 作为名义屈服点，称为条件屈服强度。

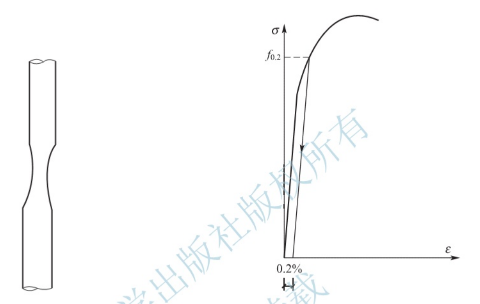


图 2.4　钢筋的颈缩现象　　**图 2.5　无明显屈服点钢筋的应力-应变曲线**

2）钢筋的受压性能

在到达屈服强度之前，钢筋的受压性能与受拉时的规律相同，其屈服强度也与受拉时基本一样。在到达屈服强度之后，由于试件发生明显的塑性压缩，截面面积增大，因而难以给出明确的极限抗压强度。

2. 钢筋的强度和变形指标

1）强度指标

对于有明显屈服点的钢筋，当结构构件中某一截面钢筋应力达到屈服强度后，它将在荷载基本不增加的情况下产生较大的、持续的塑性变形，构件可能在钢筋尚未进入强化段之前就已破坏或产生过大的变形与过宽的裂缝。因此，钢筋的屈服强度是钢筋关键性的强度指标。

此外，钢筋的屈强比(屈服强度与极限抗拉强度的比值)表示结构可靠性的潜力。在抗震设计中，考虑到受拉钢筋可能进入强化阶段，对于抗震等级较高的结构构件，要求钢筋屈强比不大于某一数值(此类钢筋在订货时在相应钢筋牌号后加 E，如 HRB400E…)，因而钢筋的极限抗拉强度是检验钢筋质量的另一强度指标。

普通钢筋的强度指标见附录附表 1、附表 2。其中，钢筋的强度标准值应具有不小于 95%的保证率。

对于无明显屈服点钢筋，由于其条件屈服点不容易测定，因此这类钢筋的质量检验以极限抗拉强度作为主要强度指标。《规范》规定取条件屈服强度 $\sigma_{0.2}$ 为极限抗拉强度 σ_b 的 0.85 倍，即

$$\sigma_{0.2}=0.85\sigma_b \tag{2.1}$$

《规范》中给出的预应力钢筋大都属于无明显屈服点的钢筋，其强度指标见附录附表3、附表4。

2）变形指标

反映钢筋变形性能的基本指标是“伸长率”和“冷弯性能”。伸长率是钢筋试件拉断后的伸长与原长的比率：

$$\delta=(l_2-l_1)/l_1\times100\% \tag{2.2}$$

式中 δ——伸长率(%)；

l_1——试件受力前的标距长度(一般取 $10d$ 或 $5d$，d 为试件直径)；

l_2——试件拉断后的标距长度。

上述的量测内容反映的是颈缩区域的残留变形大小，也可以用颈缩区以外钢筋拉断前的均匀伸长率作为钢筋的塑性指标。《热轧带肋钢筋》标准(GB 1499.2—2007)还采用钢筋最大力下(即达到极限抗拉强度时)的总伸长率 δ_{gt} 来反映钢筋的变形(包括弹性变形和塑性变形)，其结果受原始标距影响较小，不易产生人为误差。对 HPB235 级、HPB300 级的光圆钢筋，总伸长率 δ_{gt} 不应小于 10%，对 HRB335、HRBF335、HRB400、HRBF400 及 HRB500、HRBF500 的总伸长率 δ_{gt} 不应小于 7.5%。

伸长率大的钢筋塑性性能好，拉断前有明显的预兆；伸长率小的钢筋塑性性能差，其破坏发生突然，呈脆性特征。具有明显屈服点的钢筋有较大的伸长率，而无明显屈服点的钢筋伸长率很小。

钢筋还应满足冷弯性能要求。冷弯是将钢筋绕某一规定直径的辊轴在常温下进行弯曲(图 2.6)。冷弯的两个参数是弯芯直径 D(即辊轴直径)和冷弯角度 α。在达到规定的冷弯角度时钢筋弯曲部位表面应不发生裂纹。冷弯性能可以间接地反映钢筋的塑性性能和内在质量，钢筋的冷弯性能必须合格。几种钢筋的伸长率及冷弯试验要求见表 2-1。

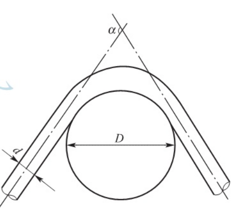


图 2.6 钢筋冷弯

表 2-1 钢筋的伸长率及冷弯试验要求

钢筋种类			HPB235 级 HPB300 级	HRB335 级 HRBF335 级	HRB400 级 HRBF400 级	HRB500 级 HRBF500 级
伸长率		δ_5/%	25	17	16	15
		δ_{10}/%	21	—	—	—
冷弯要求	弯曲角度 α		180°	180°	180°	180°
	弯芯直径 D	当 d=6～25	d	$3d$	$4d$	$6d$
		当 d=28～40		$4d$	$5d$	$7d$
		当 d>40～50		$5d$	$6d$	$8d$

注：① δ_5 的量测标距为 $5d$，δ_{10} 的量测标距为 $10d$，d 为钢筋直径；
② 直径 28～40mm 各牌号钢筋的断后伸长率可降低 1%，直径大于 40mm 各牌号钢筋的断后伸长率可降低 2%。

3）钢筋的检验指标

屈服强度、极限强度、伸长率和冷弯性能是对有明显屈服点钢筋进行质量检验的4项主要指标，对无明显屈服点的钢筋则只测定后3项。

3. 钢筋的弹性模量

钢筋在屈服前（严格地讲是在比例极限之前），应力-应变为直线关系，其比值即为弹性模量。钢筋的弹性模量 E_s 可表达为

$$E_s=\sigma_s/\varepsilon_s \tag{2.3}$$

式中 σ_s——屈服前的钢筋应力（N/mm^2）；

ε_s——相应的钢筋应变。

各种钢筋的弹性模量根据钢筋的受拉试验确定，同一种钢筋的受拉弹性模量与受压弹性模量相同。钢筋弹性模量 E_s 的具体数值见附录附表5。

2.1.3 钢筋的冷加工

所谓冷加工，是指在常温下对出厂钢材的再加工。为了节约钢材，常用冷拉或冷拔等方法来提高热轧钢筋的强度。

1. 钢筋的冷拉

冷拉是将钢筋拉伸至超过其屈服强度的某一应力，然后卸荷至零以提高钢筋强度的方法。如图2.7所示，曲线 OAd 为钢筋冷拉前的应力-应变曲线，A 为钢筋屈服点；当钢筋拉伸至点 a 后卸荷，其卸荷曲线为 aO'（aO' 平行于弹性阶段的应力-应变曲线 OA），卸荷后的残余变形为 OO'；此时如立即重新加荷，新的应力-应变曲线将是 $O'acd$，屈服点提高至 a 处，这种现象称"冷拉强化"；若钢筋经冷拉后卸荷至零、并停留一段时间后再进行加荷，则再加荷的应力-应变曲线将是 $O'a'c'd'$，屈服点进一步提高到了点 a'，aa' 的变化反映的是一种时间效应，这一现象称为"时效硬化"或"冷拉时效"。

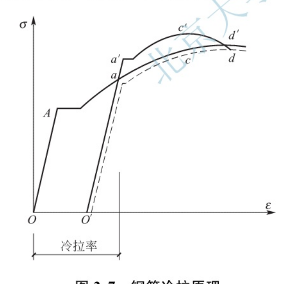


图2.7 钢筋冷拉原理

钢筋经冷拉和时效硬化后，屈服强度有所提高，但塑性（伸长率）相应降低。合理地选择控制点 a 可使钢筋保持一定的塑性而又能提高强度。这时 a 点的应力称为冷拉控制应力，对应的应变称为冷拉控制应变或冷拉率。

★ 必须注意的是：焊接时产生的高温会使钢筋软化（强度降低，塑性增加），因此需要焊接的钢筋应先焊好再进行冷拉；同时，冷拉只能提高钢筋的抗拉强度而不能提高钢筋的抗压强度。因此，目前已不提倡使用冷拉钢筋。

2. 钢筋的冷拔

冷拔是将钢筋用强力拔过比其直径小的硬质合金拔丝模。这时钢筋受到纵向拉力和横向压力的作用，内部结构发生变化，截面变小而长度拔长。经过几次冷拔，钢筋强度比原来的有很大提高，但塑性显著降低，且没有明显的屈服点（图2.8）。冷拔可以同时

提高钢筋的抗拉强度和抗压强度。

此外，还有一种以低碳钢筋或低合金钢筋为原材料，在常温下进行轧制而形成的表面带有纵肋和月牙纹横肋的冷轧带肋钢筋。它的极限强度与冷拔低碳钢丝相近，但伸长率比冷拔低碳钢丝有明显提高。用这种钢筋逐步取代普通低碳钢筋和冷拔低碳钢丝，可以改善构件在正常使用阶段的受力性能和节省钢材，是中小型预应力构件中较好的预应力钢筋。我国已经颁发了《冷轧带肋钢筋混凝土结构技术规程》(JGJ 95)。

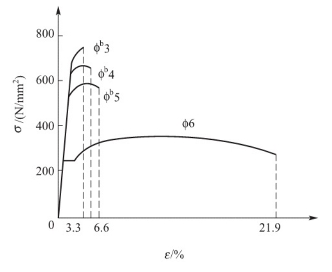


图 2.8 冷拔对钢筋应力-应变曲线的影响

*2.1.4 钢筋的其他性能

1. 蠕变

蠕变是指钢筋在高应力作用下，应变随时间而增长的现象。

2. 松弛

钢筋在高拉应力作用下，若保持其长度不变，而其应力随时间增长而降低的现象称为松弛(relax)。

3. 疲劳

疲劳是指钢筋在承受重复、周期性的动荷载作用下(如吊车荷载)，经过一定重复次数后，突然脆性断裂的现象，其破坏时的强度低于静荷载下的极限强度。钢筋的疲劳强度与一次循环应力中最大应力和最小应力的差值(称为疲劳应力幅)有关，它是指在某一规定的应力幅内、经受一定次数(我国规定为 200 万次)循环荷载后发生疲劳破坏的最大应力值。

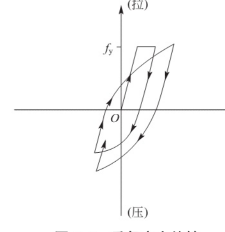


图 2.9 反复应力特性

4. 反复应力特性(reversed stress behavior)

在钢筋首次屈服后，对试件施加周期性反复荷载(拉→压→拉→压→……)，即使应力值低于屈服强度，其加荷的应力-应变曲线也是非线性的(图 2.9)，这种现象称为包兴格(bauschinger)效应。在强烈的地震作用下，结构中的受力钢筋可能出现这种现象。

2.1.5 钢筋的选用

1. 混凝土结构对钢筋的要求

混凝土结构对钢筋的要求主要有强度要求、变形要求、粘结性能要求及可焊性要

求等。

1）强度要求

如前所述，钢筋的屈服强度是混凝土结构构件计算的主要依据之一，不同种类的钢筋对其屈服强度和极限强度都有相应的要求。采用较高强度的钢筋可以使钢筋节省，获得较好的经济效益。

2）变形要求

指钢筋在拉断前有足够的塑性即变形能力，能给人以破坏前的预兆。各类合格钢筋都有伸长率的要求，并且冷弯性能必须合格。

3）可焊性要求

在很多情况下，钢筋的接长和钢筋之间的连接需要通过焊接实现，因此要求在一定的工艺条件下钢筋焊接后不产生裂纹及过大的变形，保证焊接后的接头性能良好。

4）粘结性能

为了保证钢筋与混凝土共同工作，两者之间应有足够的粘结力(详见 2.3 节)。

此外在寒冷地区，对钢筋的低温性能也有一定的要求。

2. 钢筋的选用

混凝土结构的钢筋应按下列规定选用。

1）普通钢筋

普通钢筋是指用于钢筋混凝土结构中的钢筋和预应力混凝土结构中的非预应力钢筋。其选用原则为：①纵向受力普通钢筋宜采用 HRB400、HRB500、HRBF400、HRBF500 钢筋，也可采用 HPB300、HRB335、HRBF335、RRB400 钢筋；②梁、柱纵向受力普通钢筋应采用 HRB400、HRB500、HRBF400、HRBF500 钢筋；③箍筋宜采用 HRB400、HRBF400、HPB300、HRB500、HRBF500 钢筋，也可采用 HRB335、HRBF335 钢筋。

2）预应力钢筋

预应力筋宜采用预应力钢丝、钢绞线和预应力螺纹钢筋。

3）普通钢筋的直径

普通钢筋的直径(单位：mm)有：对光圆钢筋为 6～22，推荐采用的是 6、8、10、12、16、20；对带肋钢筋为 6～50，推荐采用的是 6、8、10、12、16、20、25、32、40、50。在选择钢筋直径时，尽量选取上述的推荐直径。

2.2 混　凝　土

2.2.1　概述

混凝土(concrete)是用水泥、水和骨料(细骨料如砂，粗骨料如卵石、碎石)等原材料经搅拌后入模浇筑，并经养护硬化后做成的人工石材。

混凝土各组成成分的数量比例，尤其是水和水泥的比例(水灰比)对混凝土的强度和变

形有重要影响。在很大程度上，混凝土性能还取决于搅拌程度、浇筑的密实性和对它的养护。

混凝土在凝结硬化过程中，水泥和水形成的水泥胶块(包括水泥结晶体和水泥胶凝体)把骨料粘结在一起。其中，水泥结晶体和砂、石骨料组成混凝土弹性骨架，弹性骨架起着承受外力的主要作用，并使混凝土产生一定的弹性变形。水泥胶凝体则起着调整和扩散混凝土应力的作用，并导致混凝土具有相当的塑性变形。

在混凝土凝结初期，由于水泥胶块的收缩以及泌水、骨料下沉等原因，在骨料与水泥胶块的接触面上以及水泥胶块内部将形成微裂缝。骨料与水泥胶块接触面上的微裂缝，也称为粘结裂缝(图 2.10)，它是混凝土内部最薄弱的环节。混凝土在受荷前存在的微裂缝，在荷载作用下将继续开展，对混凝土的强度和变形都有重要影响。

混凝土的强度随时间而增长。初期强度增长速度快，随后增长速度慢并趋于稳定。对使用普通水泥的混凝土，若以龄期 3 天的受压强度为 25%，则 1 周将达到 50%，4 周为 100%，3 个月为 120%，1 年为 130%左右。可见，龄期为 4 周的强度大致稳定，可作为混凝土早期强度的界限(图 2.11)。混凝土强度在长时期内能随时间而增长，这主要是因为水泥胶凝体向结晶体的转化是一个长期过程。

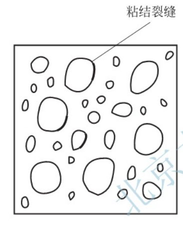


图 2.10　混凝土内部微裂缝

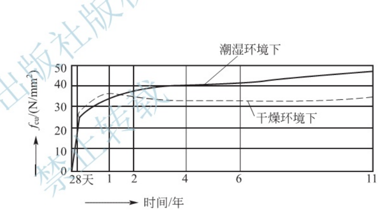


图 2.11　混凝土强度随时间变化

2.2.2　混凝土的强度

混凝土的强度是指它所能承受的某种极限应力。例如，对均匀受压的混凝土，它在即将破坏时所能承受的最大压应力即为其抗压强度。从结构设计和施工的角度出发，需要了解如何测定混凝土的强度，以及用不同方式测定的混凝土强度与各类构件中混凝土真实强度之间的相互关系，还需要了解影响混凝土强度的主要因素。

1. 混凝土的抗压强度和强度等级

混凝土在结构中主要承受压力，因此其抗压强度指标是最重要的强度指标。混凝土抗压强度与组成材料、施工方法等许多因素有关，同时还受试件尺寸、加荷方式、加荷速度等因素的影响，因此必须有一个标准的强度测定方法和相应的强度评定标准。

1) 立方体抗压强度

目前国际上确定混凝土抗压强度所采用的混凝土试件形状有圆柱体和立方体两种。我国规定以立方体试件测定混凝土的抗压强度，并将其作为评定混凝土强度等级的依据。

★ 我国国家标准《普通混凝土力学性能试验方法》(GB 181—1985)规定以边长为150mm的立方体作为标准试件，在(20±3)℃的温度和相对湿度90%以上的潮湿空气中养护28d，按照标准试验方法(试件表面不涂润滑剂、按规定的加荷速度施加压力)测得的抗压强度作为立方体抗压强度，记为 f_{cu}，单位为 N/mm^2。

立方体抗压强度的测定方法反映了影响立方体抗压强度的主要因素。

(1) 试件尺寸。

试件的尺寸越小，其抗压强度越高，反之越低，因此当采用200mm的立方体试件或100mm的立方体试件时，须将其抗压强度实测值乘以换算系数转换成标准试件(150mm边长的立方体)的立方体抗压强度值。根据对比试验结果，换算系数为：

立方体试块尺寸(mm)	强度换算系数
200×200×200	1.05
100×100×100	0.95

(2) 养护温度。

养护温度越高，混凝土的早期强度越高；这也是预制混凝土构件采用加热养护的原因。

(3) 环境。

混凝土在潮湿环境下的强度增长可延续若干年；而在干燥环境下，混凝土的强度增长则要受到影响(图2.11)，因此早期混凝土应加强养护。

(4)试验方法。

试验方法对混凝土立方体抗压强度也有很大影响。试件在试验机上单向受压时，其竖向压缩、横向扩张，但由于压力机垫板与试块接触处的摩擦力约束了混凝土的横向扩张变形，形成“套箍”作用，使测得的混凝土强度高于表面涂有润滑剂时的强度，我国规定的试验方法是混凝土表面不涂润滑剂；此外，加荷速度越高，测得的混凝土强度也越大。

2) 混凝土的强度等级

混凝土强度等级应按立方体抗压强度标准值(用符号 $f_{cu,k}$表示)确定。立方体抗压强度标准值系指按标准方法制作、养护的边长为150mm的立方体试件，在28d或规定龄期用标准试验方法测得的具有95%保证率的抗压强度值。

混凝土的强度等级共分14级，具体是：C15、C20、C25、C30、C35、C40、C45、C50、C55、C60、C65、C70、C75、C80。

C后面的数字表示该强度等级下的混凝土立方体抗压强度标准值，如C45表示该强度等级的混凝土的 $f_{cu,k}=45N/mm^2$。同时，考虑高强度混凝土的脆性，《规范》以C50作为普通混凝土和高强度混凝土的界限，当混凝土强度等级大于C50时，相应计算指标要作调整(详见以后有关章节)。

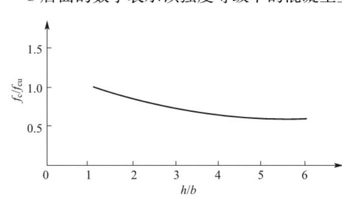


图 2.12 混凝土棱柱体高宽比对其强度的影响

3) 轴心抗压强度

同样边长的混凝土试件，随着高度的增加(即由立方体变为棱柱体)，其抗压强度将下降(图2.12)。但当高宽比 h/b 超

过 2 以后(但在 6 以内)，降低的幅度不再增大。试验表明，用高宽比为 2～4 的棱柱体测得的抗压强度与以受压为主的混凝土构件中的混凝土抗压强度基本一致。因此，可将它作为以受压为主的混凝土结构构件的抗压强度，称为轴心抗压强度或棱柱抗压强度，并用符号 f_c 表示。

我国《普通混凝土力学性能试验方法》规定以 150mm×150mm×300mm 的棱柱体作为轴心抗压强度试验的标准试件，其制作、养护、试验方法都与立方体抗压强度的相同。由于试件高度增加，垫板接触处的摩擦力对试件中部的影响不大，故试件中部处于纯压状态。经试验对比发现，立方体抗压强度与轴心抗压强度大体呈线性关系：对普通混凝土，轴心抗压强度与立方体抗压强度比值约为 0.76，对高强度混凝土，则在 0.77～0.82 之间变化。

轴心抗压强度 f_c 是结构混凝土最基本的强度指标，由于它与立方体抗压强度有确定的关系，故可通过测定立方体强度进行换算得到。

* 轴心抗压强度试验平均值 f_c^0 与立方体抗压强度平均值 f_{cu}^0 的关系为

$$f_c^0=\alpha_{c1}\alpha_{c2}f_{cu}^0 \tag{a}$$

《规范》基于安全取偏低值，轴心抗压强度标准值 f_{ck} 与立方体抗压强度标准值 $f_{cu,k}$ 的关系为

$$f_{ck}=0.88\alpha_{c1}\alpha_{c2}f_{cu,k} \tag{b}$$

式中 α_{c1}——为轴心抗压强度与立方体抗压强度之比，当混凝土强度等级≤C50 时，取 0.76，对 C80，取 0.82，其间线性插值；

α_{c2}——高强度混凝土的脆性折减系数，对 C40 及以下取 1.0；对 C80，取 0.87，其间按线性插值取值。

2. 混凝土的轴心抗拉强度

轴心抗拉强度也是混凝土的基本力学指标之一。其测定方法有直接测试和间接测试两种。

直接测试如图 2.13 所示，对两端预埋钢筋的棱柱体试件(钢筋位于试件轴线上)施加拉力，试件破坏时的平均拉应力即为混凝土的抗拉强度。这种测试对试件尺寸及钢筋位置要求较严。

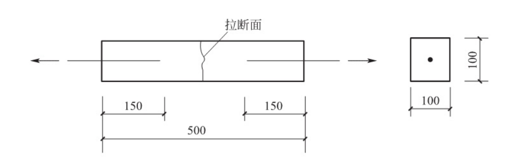


图 2.13 混凝土抗拉试验试件

间接测试方式是采用弯折试验或劈裂试验方式进行。如劈裂试验(图 2.14)时，对立方体或圆柱体试件逐级施加线荷载。试件在破裂面上产生与该面垂直且基本均匀分布的拉应力。当试件劈裂破坏时，可求得混凝土的抗拉强度。

轴心抗拉强度与立方体抗压强度之间也有一定的关系。经统计分析，也可求得轴心抗拉强度与立方体抗压强度的数学关系式(略)。

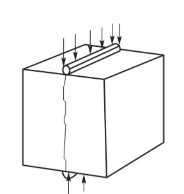
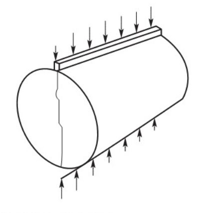



图 2.14　混凝土劈裂试验试件示意图

2.2.3　复合应力状态下的混凝土强度

前述混凝土强度的试验方法，是在单轴(即单一方向)应力状态下进行的。但在实际结构中，混凝土很少处于理想的单轴应力状态，而往往处于二轴甚或三轴应力状态。

1. 平面应力状态

二轴应力状态也即平面应力状态。在平面内的两个方向作用有法向应力 σ_1 和 σ_2，与平面垂直方向的应力为零，其试验曲线如图 2.15 所示。

图 2.15　混凝土平面应力试验曲线

由试验曲线可知：在双向拉应力作用下(第一象限)，σ_1 与 σ_2 相互影响不大，混凝土强度与单向拉应力作用下的强度几乎相同。在双向压应力作用下(第三象限)，一向的强度随另一向压应力的增加而增加，双向受压下的混凝土强度比单向受压时强度最多可提高 27%。在拉、压组合情形下(第二、第四象限)，无论是抗拉强度或抗压强度都有所降低。

当混凝土受到剪应力和一个方向的正应力作用时，形成剪压或剪拉复合应力状态，其强度曲线如图 2.16 所示。

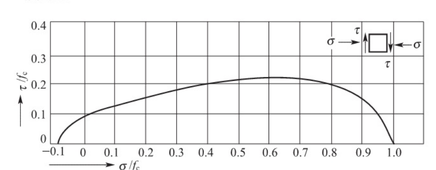


图 2.16　混凝土剪压或剪拉复合应力状态下的强度曲线

混凝土的抗剪强度随拉应力的增加而减小，随压应力的增加而增大；但当压应力大于$(0.5\sim0.7)f_c$时，抗剪强度反而随压应力的增加而减小。

2. 三向压力作用

在三向压力作用下，混凝土强度会大大提高(图2.17)。早在20世纪30年代，Richart就发现圆柱体在四周液体压力约束下，其轴心抗压强度有如下关系

$$f'_{cc}=f'_c+4.1\sigma_2 \tag{2.4}$$

式中 f'_{cc}——受约束试件的轴心抗压强度；

f'_c——无约束试件的轴心抗压强度；

σ_2——侧向约束压力。

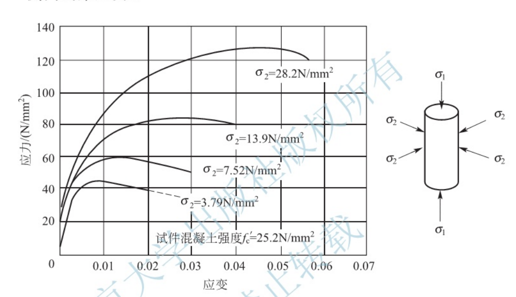


图2.17 侧向压力对混凝土强度的影响

可见，施加横向压力可显著地提高混凝土的强度。其原因是周围的压力约束了混凝土的横向变形，在破坏前抑制了混凝土内部开裂的倾向和体积的膨胀。配置螺旋钢箍或密集钢箍的钢筋混凝土柱，是工程中应用约束混凝土的实例(详见轴心受压构件部分)。

2.2.4 混凝土的变形

变形性能也是混凝土的重要力学性能。混凝土的变形包括受力变形(如在一次短期加荷、荷载长期作用以及重复荷载作用下的变形等)和体积变形(如混凝土在硬化过程中收缩以及温度、湿度变化产生的变形等)。

1. 混凝土在一次短期加荷时的变形

混凝土在一次短期加荷下的变形性能，可由混凝土棱柱体受压时的应力-应变曲线(图2.18)反映。曲线由上升段OC和下降段CE两部分组成。

1) 上升段OC

在曲线的开始部分OA段、混凝土应力较小时($\sigma\leqslant0.3f_c$)，应力-应变关系接近于直线，混凝土表现出较理想的弹性性质，其变形主要是骨料和水泥结晶体受压后的弹性变形，而存在于混凝土内部的微裂缝没有发展。

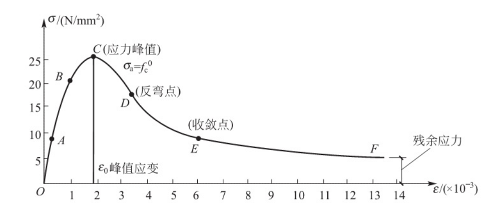


图 2.18　混凝土在一次短期加荷时的应力-应变曲线

随着应力的升高，混凝土表现出越来越明显的非弹性性质，应变的增长速度超过应力的增长速度，如曲线 AB 段($\sigma=0.3f_c\sim0.8f_c$)；这是由于水泥胶凝体的粘性流动以及混凝土中微裂缝的扩展、新的微裂缝产生的结果。

微裂缝随着荷载的增加而发展，混凝土塑性变形亦逐渐增加，在曲线的 BC 段($\sigma>0.8f_c$)，在高应力作用下，混凝土内部贯通的微裂缝转变为明显的纵向裂缝；当应力接近轴心抗压强度 f_c 时，试件开始破坏，此时混凝土应力达到最大值 σ_{cmax}，也即达到混凝土轴心抗压强度。试件中混凝土的微裂缝发展过程如图 2.19 所示，受荷前的微裂缝如图 2.10 所示。

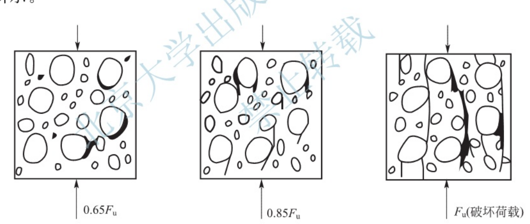


图 2.19　混凝土内微裂缝发展过程

2）下降段 CE

当试件加荷接近最大应力 σ_{cmax} 时，若试验机的刚度大，使试验机所释放的能量不至于立即将试件破坏，则在应力到达峰值点后缓慢卸荷时，应力将逐渐减小，试件还能承受一定的荷载。

此后，应变持续增长，应力-应变曲线在 D 点出现反弯点，试件从宏观上已充分破碎。此时混凝土应变取为极限压应变 ε_{cu}。反弯点以后，曲线上表示的低受荷能力，是由试件破碎后各块体间残存的咬合力及摩擦力提供的。随着应变的增加，应力-应变曲线逐渐凸向水平轴，该段曲线中曲率最大一点 E 称为收敛点；从 E 点开始以后的曲线称为收敛段，此时贯通裂缝很宽，承载能力几乎耗尽，对于无侧向约束的混凝土，收敛段 EF 已不具有结构意义。

混凝土的极限压应变 ε_{cu} 包括弹性应变和塑性应变两部分。塑性应变部分越长，表明变

形能力越大，延性越好(延性的确切定义见后述)。对强度等级低的混凝土，受荷时的延性比强度等级高的好(图 2.20)；同一强度等级的混凝土，随着加荷速度的降低，延性有所增加，但最大应力值也随加荷速度的减小而减小(图 2.21)。

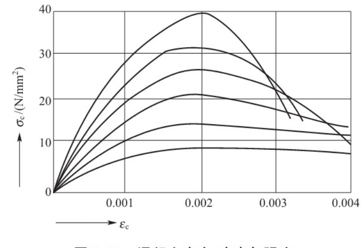


图 2.20 混凝土应力-应变与强度

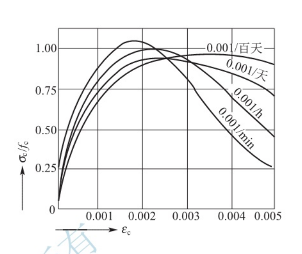


图 2.21 不同加荷速度时的应力-应变曲线

混凝土受拉时的应力-应变曲线与受压时相似(图 2.22)，但峰值时的应力、应变均比受压时的相应值小得多。采用一般的试验方法只能得到应力-应变曲线的上升段。计算时，C15～C40 混凝土的最大拉应变 ε_{ctu} 可取$(1\sim1.5)\times10^{-4}$。

混凝土试件受压时，在纵向产生压缩应变 ε_{cv} 的同时，在横向还产生膨胀应变 ε_{ch}。通常用横向变形系数 μ_c 来表示横向膨胀应变 ε_{ch} 与纵向产生压缩应变 ε_{cv} 的比值：

$$\mu_c=\varepsilon_{ch}/\varepsilon_{cv} \tag{2.5}$$

试件在不同的应力作用下，其 μ_c 的变化如图 2.23 所示。当应力值小于 $0.5f_c$ 时，横向变形系数近似常数；当应力超过 $0.5f_c$ 后，横向变形系数突然增大，它表示试件内部微裂缝的迅速发展。

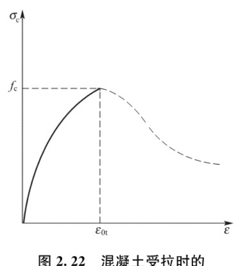


图 2.22 混凝土受拉时的应力-应变曲线

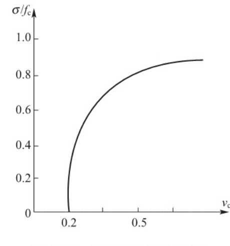


图 2.23 混凝土受压时应力与横向变形系数的关系曲线

材料处于弹性阶段的横向变形系数即泊松比。计算时，可近似地取混凝土的泊松比为 0.2。

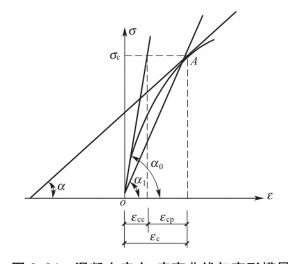


图 2.24 混凝土应力-应变曲线与变形模量

2. 混凝土的变形模量

从混凝土棱柱体受压试验绘出的应力-应变典型曲线(图 2.18)可见，混凝土棱柱体受荷后，应力和应变之间并不存在完全的线性关系(只在应力较小、$\sigma \leqslant 0.3f_c$ 时，应力-应变关系接近于直线)，因此虎克定律对混凝土并不适用。而在计算钢筋混凝土构件变形、预应力混凝土截面预压应力以及超静定结构内力时，都需引入混凝土的弹性模量。下面仿照弹性材料力学的方法，通过"变形模量"来表示混凝土的应力-应变关系(图 2.24)。

1) 弹性模量

在图 2.24 中，混凝土应力-应变曲线上任一点 A 处应力和应变分别为 σ_c 和 ε_c，其中 ε_c 可分解为弹性应变 ε_{ce} 和塑性应变 ε_{cp} 两部分，即

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{ce} + \varepsilon_{cp}$$

从应力-应变曲线的原点 O 作曲线的切线，则该切线的正切称为混凝土的原点弹性模量，记为 E_c：

$$E_c = \tan\alpha_0$$

混凝土原点弹性模量也称为混凝土的弹性模量，它反映的是混凝土的应力与其弹性应变的关系，即

$$E_c = \frac{\sigma_c}{\varepsilon_{ce}} \tag{2.6}$$

对于一定强度等级的混凝土，弹性模量 E_c 是一定值。混凝土的弹性模量与混凝土立方体抗压强度之间的关系，由试验结果的分析可用下列公式表达：

$$E_c = \frac{10^5}{2.2 + \dfrac{34.7}{f_{cu,k}}} \quad (\mathrm{N/mm^2}) \tag{2.7}$$

式中 $f_{cu,k}$——混凝土的立方体抗压强度标准值($\mathrm{N/mm^2}$)。

按式(2.7)求出的混凝土弹性模量 E_c 见附录附表 6。

2) 割线模量

连接原点 O 和曲线上任一点 A 的割线的正切称为混凝土的变形模量，记为 E_c'，它也称为混凝土的割线模量，即

$$E_c' = \tan\alpha_1$$

割线模量反映的是曲线上任一点的应力与相应的应变之比。随着应力的增大，割线模量将变小：

$$E_c' = \frac{\sigma_c}{\varepsilon_c} = \frac{\sigma_c}{\varepsilon_{ce} + \varepsilon_{cp}} \tag{2.8}$$

3) 切线模量

在应力-应变曲线上任一点 A 处作切线，该切线与横坐标夹角 α 的正切或其应力增量

与应变增量的比值，称为相应于该点应力的切线模量 E''_c：

$$E''_c = \tan\alpha$$

或

$$E''_c = \frac{d\sigma_c}{d\varepsilon_c} \tag{2.9}$$

4）混凝土受压时的弹性系数

随着混凝土应力的增加，混凝土的塑性变形有所发展，故混凝土的割线模量和切线模量均为变值。由式(2.6)与式(2.8)可推导出混凝土割线模量与弹性模量的关系为

$$E'_c = \frac{\sigma_c}{\varepsilon_c} = \frac{\varepsilon_{ce}}{\varepsilon_c} E_c = \nu' E_c \tag{2.10}$$

式中，ν'称为混凝土受压时的弹性系数，它等于混凝土在某一应力状态下的弹性应变与总应变之比。当应力较小($\sigma_c \leqslant 0.3f_c$)时，混凝土基本上处于弹性阶段，可认为 $\nu'=1$，即混凝土的割线模量等于混凝土的弹性模量。随着应力增加，混凝土的弹性系数逐渐减小：当 $\sigma_c=0.5f_c$ 时，$\nu'=0.85$；当 $\sigma_c=0.8f_c$ 时，ν'为 0.4～0.7 之间。

混凝土受拉时的弹性模量与受压时基本一致，可取相同数值。当混凝土达到极限抗拉强度 f_t 即将开裂时，弹性系数约为 0.5。因此，相应于混凝土轴心抗拉强度 f_t 的割线模量 E'_c可取为 $0.5E_c$。

根据材料力学公式，剪变模量 G 表达为

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{2.11}$$

式中 E——材料的弹性模量；

ν——材料的泊松比。

混凝土的剪变模量 G_c 很少直接试验，一般都根据上述公式，取 $E=E_c$，$\nu=0.2$，则可得出

$$G_c = 0.4E_c \tag{2.12}$$

3. 混凝土在重复荷载作用下的变形

前述混凝土的变形性能，是根据混凝土从加荷到破坏的一次短期荷载作用下的连续过程中得出的。若将试件加荷至某一数值，然后卸荷至零，并将这种过程多次重复，这就是通常所指的重复荷载作用。

混凝土棱柱体试件经历一次加荷、卸荷时，其应力-应变曲线为如图 2.25(a)所示的环状：加荷曲线为 OA，卸荷曲线为 AB。其中，应变包括三部分：一部分是卸荷后立即恢复的弹性应变 ε_{ce}；第二部分是停留一段时间还能恢复的应变 BB'，称为弹性后效 ε_{ae}；最后一部分是不能恢复而残存在试件中的应变 OB'，称为残余应变 ε_{cp}。

混凝土经历一次加荷及卸荷过程(称为一个循环)就有一部分变形(残余应变导致的塑性变形)不能恢复，因此在荷载多次的重复作用下，这些塑性变形将逐渐积累，但是每次循环产生的塑性变形将随循环次数的增加而减少。

当每次循环所加的压应力较小时(如 $\sigma_c < 0.5f_c$)，经过若干次加荷卸荷后，累积的塑性变形将不再增长，混凝土的加荷、卸荷应力-应变曲线成为直线［图 2.25(b)］，此后混凝土将按弹性性质工作。

如若每次加荷时的最大压应力超过某个限值(例如 $\sigma_c > 0.5f_c$)，则在经历若干次循环后，应力-应变曲线也成为直线，但在继续经过多次重复加荷、卸荷后，曲线将从凸向应

力轴而逐渐凸向应变轴，它标志着混凝土趋近疲劳破坏［图 2.25(c)］。

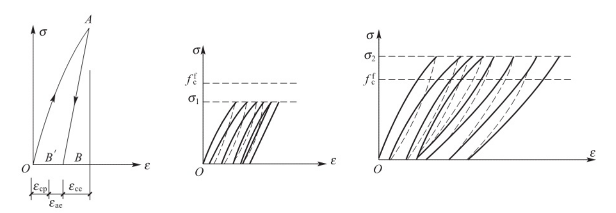


图 2.25　混凝土在重复荷载下的应力-应变曲线

上述两种不同应力-应变曲线的形态和变化，取决于施加荷载时应力的大小是低于还是高于混凝土在重复荷载下的界限强度，这个界限强度称为混凝土的疲劳极限强度 f'_c。f'_c小于混凝土轴心抗压强度 f_c，并与混凝土的强度等级、荷载的重复次数、重复作用应力的变化幅度等有关，其值在 $0.5f_c$ 左右。

4. 混凝土在荷载长期作用下的变形——徐变(creep of concrete)

混凝土棱柱体试件受压后，除产生瞬时应变外，在维持其外力不变的条件下，经过若干时间，其应变还将继续增长。★这种在荷载长期作用，即应力不变的情形下，随时间而增长的应变称为混凝土的徐变。

如图 2.26 所示，加荷瞬间产生的应变为 ε_{ce}，徐变的最大值为 ε_{cr}。徐变开始发展较快，后来逐渐减慢，经过较长时间而趋于稳定。通常在前 6 个月可完成最终徐变量的 70%～80%，在第一年内可完成 90%左右，其余部分在后续几年中完成。

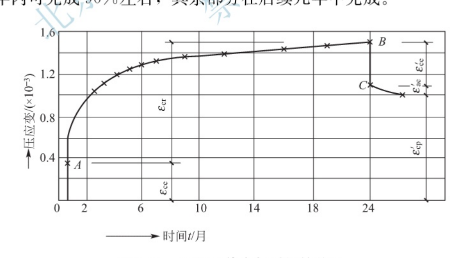


图 2.26　混凝土徐变与时间的关系

若荷载在经历长时间后的 B 点卸荷、则其瞬时恢复应变为 ε'_{ce}；另一部分应变 ε'_{ae}需经过一段时间(约 20d)恢复，称为弹性后效；最后还将留下相当一部分不能恢复的残余应变 ε'_{cp}。

混凝土徐变 ε_{cr}与其加荷时瞬间应变 ε_{ce}的比值称为徐变系数 φ_{cr}，即

$$\varphi_{cr}=\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{ce}} \tag{2.13}$$

试验表明，当施加的初应力 $\sigma_c \leqslant 0.5f_c$ 时，混凝土徐变与施加荷载时产生的初应力 σ_c

成正比，这种情形称为线性徐变。发生线性徐变时，其徐变系数 φ_{cr} 将为常数。因为此时 $\varepsilon_{ce}=\sigma_c/E_c$，将其代入式(2.13)即可得

$$\varphi_{cr}=\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{ce}}=\frac{\varepsilon_{cr}}{\sigma_c}E_c=\text{常数}$$

线性徐变在 2 年后趋于稳定，其最终徐变系数一般为 2～4。

当初应力 $\sigma_c>0.5f_c$ 时，混凝土徐变 ε_{cr} 与初应力 σ_c 不成正比，它比应力的增长要快。故此时的徐变系数不是常数。φ_{cr} 随初应力的增加而急剧增长，这种情形称为非线性徐变。当 $\sigma_c>0.8f_c$ 时，徐变的发展最终将导致混凝土破坏，故可将 $0.8f_c$ 作为混凝土的长期抗压强度。

产生徐变的原因主要有两个：其一是由于尚未转化为结晶体的水泥胶凝体粘性流动的结果；其二是混凝土内部的微裂缝在荷载长期作用下持续延伸和扩展的结果。线性徐变以第一个原因为主，因为粘性流动的增长比较稳定；非线性徐变以第二个原因为主，因为应力集中引起的微裂缝开展随应力的增加而急剧发展。

混凝土的徐变对混凝土构件的受力性能有重要影响：①它将使构件的变形增加(如长期荷载下受弯构件的挠度由于受压区混凝土的徐变可增加一倍)；②在截面中引起应力重分布(如使轴心受压构件中的钢筋应力增加，混凝土应力减少)；③在预应力混凝土结构中，混凝土的徐变将引起相当大的预应力损失。

影响混凝土徐变的因素除前述的应力条件外，还有混凝土的组成成分和配合比，以及养护和使用条件下的温度和湿度。

总的说来，水泥用量越多，水灰比越高，徐变越大；骨料级配越好，骨料的刚度越大，徐变越小；混凝土养护条件越好(包括采用蒸汽养护)和混凝土受荷时的龄期越长，徐变越小。

混凝土在高温、低湿度条件下发生的徐变要比低温、高湿度条件下发生的徐变大。此外，构件表面积较大时其徐变也较大。表面积大小通常用“体表比”来衡量，它等于构件体积与构件表面积的比值；表面积较大时，体表比较小，其徐变较大。

5. 混凝土的收缩(shrinkage of concrete)

混凝土在空气中硬化时体积缩小的现象称为收缩。混凝土的收缩值随时间而增长。蒸汽养护的收缩值要低于常温养护下的收缩值(图 2.27)。

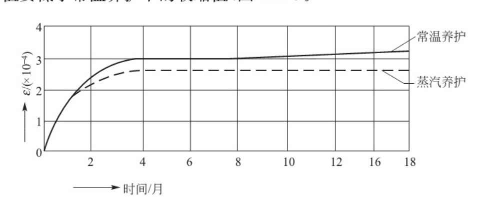


图 2.27 混凝土的收缩变形

混凝土从开始凝结时起就产生收缩，整个收缩过程可延续 2 年以上。初期收缩变形发展较快，2 周时可完成全部收缩量的 25%，1 个月约完成 50%，3 个月后增长缓慢。最终

收缩值为$(2\sim5)\times10^{-4}$。

引起混凝土收缩的主要原因有两个：一是由于干燥失水而引起，如水泥水化凝固结硬、颗粒沉陷析水和干燥蒸发等都将导致失水；二是由于碳化作用而引起的［水泥胶体中的 $Ca(OH)_2$向 $CaCO_3$ 转化］。总之，收缩现象是混凝土内水泥浆在凝固硬化过程中的物理和化学作用的结果。

★ 混凝土的自由收缩只会引起构件体积的缩小而不会产生应力和裂缝。但当收缩受到外部(如支承条件)或内部(钢筋)的约束时，混凝土将因其收缩受到限制而产生拉应力，甚至开裂。

除养护条件外，混凝土的收缩还与下列因素有关：①高标号水泥制成的混凝土，其收缩较大；②水泥用量越多，收缩越大；③水灰比越大，收缩越大；④骨料的弹性模量越小，收缩越大；⑤构件的体表比越小，收缩越大。可见，影响混凝土收缩的因素与影响混凝土徐变的因素基本是相同的。

2.2.5　混凝土强度等级的选用原则

根据混凝土结构工程的不同情况，应选择不同强度等级的混凝土。混凝土强度值见附录附表 7、附表 8。

设计者应在设计图纸上注明混凝土的强度等级，施工单位应按要求的强度等级选择合适的配合比，并进行试配。在浇筑结构构件的同时，还必须用相同的混凝土制作一定数量的立方体试块，以检验混凝土强度是否满足图纸要求的强度等级。

素混凝土结构的强度等级不应低于 C15。

钢筋混凝土结构的混凝土强度等级不应低于 C20；采用强度等级 400MPa 及以上的钢筋时，混凝土强度等级不应低于 C25。

承受重复荷载的钢筋混凝土构件，混凝土强度等级不应低于 C30。

预应力混凝土结构的混凝土强度等级不宜低于 C40，且不应低于 C30。

从结构混凝土耐久性的基本要求考虑，对设计使用年限为 50 年的结构混凝土，其最低混凝土强度等级分别为 C20(一类环境)、C25(二 a 类环境)、C30(二 b 类环境)、C35(三 a 类环境)、C40(三 b 类环境)。而一类环境中设计使用年限为 100 年的钢筋混凝土结构的最低混凝土强度等级为 C30。

2.3　钢筋与混凝土的粘结

2.3.1　粘结的作用及产生的原因

粘结(bond)的概念其实并不陌生。譬如，把两片纸条接长时，可采用涂抹糨糊的方法(图 2.28)。糨糊干燥后，两片纸就被糨糊连接成整体，可以像一片纸一样共同受力。现分别对纸张和糨糊取隔离体，则可以看到：给连接成整体的纸片施加拉力时，在纸片和糨糊界面上存在剪应力，这个剪应力就是粘结应力；粘结应力的合力就是粘结力，存在于纸片

与浆糊的界面上。

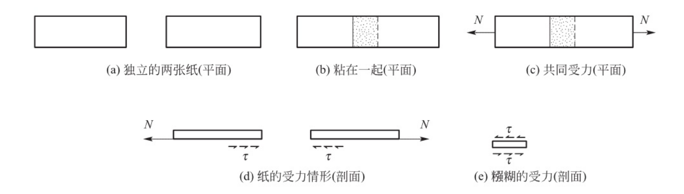


图 2.28 粘结的感性概念

我们在绪论中曾指出，钢筋与混凝土共同工作的基础是它们之间具有粘结力。下面再用图 2.29 所示的无粘结和有粘结钢筋混凝土梁的受力情况进行说明。

对于图 2.29(a)所示的无粘结梁(如在钢筋表面涂油脂或加塑料套管)，由于钢筋与混凝土被隔离，它们之间不存在粘结作用。当梁受力后，钢筋因不受力，故而保持原来长度不变。这种梁的受力性能与不配钢筋的素混凝土梁是没有差别的。

对于图 2.29(b)所示的钢筋与混凝土有充分粘结的梁，当梁受力后，钢筋与混凝土接触面上产生粘结应力。粘结应力使钢筋受拉，并使钢筋随该位置的混凝土纤维一起伸长，因而钢筋与混凝土共同受力。试取梁的一个微段 dx [图 2.29(c)] 进行研究：设钢筋直径为 d、应力增量为 $d\sigma_s$，钢筋与混凝土接触面上的粘结应力为 τ_b，则由平衡条件得

$$\tau_b \times \pi d \times dx = d\sigma_s \times \pi d^2/4$$

即

$$\tau_b = \frac{d}{4} \cdot \frac{d\sigma_s}{dx} \tag{2.14}$$

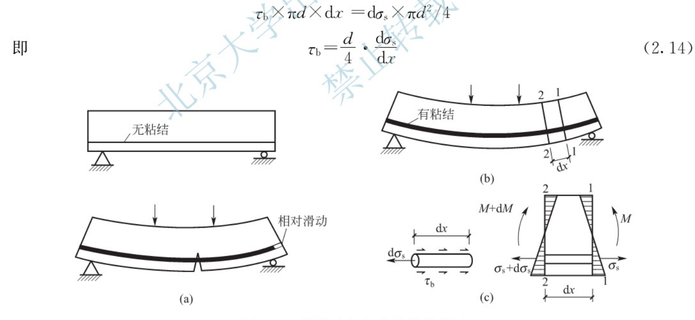


图 2.29 混凝土与钢筋的粘结作用

式(2.14)表明，粘结应力使钢筋中的应力沿其长度发生变化，没有 τ_b 就没有 $d\sigma_s$；反之，没有钢筋应力的变化，也就不存在粘结应力。若已知钢筋应力 σ_s 的分布曲线，根据式(2.14)求导，即可得出粘结应力 τ_b 的分布规律。

试验表明，粘结作用力的来源主要有如下 3 个方面：一是因为混凝土的收缩将钢筋紧紧握固而产生的摩擦力；二是因为混凝土颗粒的化学作用产生的混凝土与钢筋之间的胶合力；三是由于钢筋表面凹凸不平与混凝土之间产生的机械咬合力。其中机械咬合作用最大，约占总粘结力的一半以上。带肋钢筋与混凝土之间的机械咬合作用要比光面钢筋的

大。此外，钢筋表面的轻微锈蚀也可增加它与混凝土的粘结力。

2.3.2 粘结力的测定

粘结力的测定通常采用拔出试验方法(图 2.30)：将钢筋的一端埋入混凝土内，在另一端施力将钢筋拔出。则粘结强度可由式(2.15)确定：

$$f=\frac{P}{\pi dl} \tag{2.15}$$

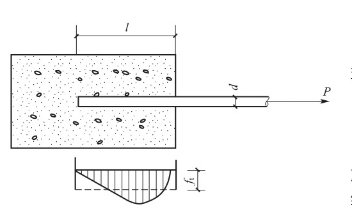


图 2.30　钢筋拔出试验中粘结应力分布图

式中　P——拔出力；

d——钢筋直径；

l——钢筋的埋入长度。

根据拔出试验可知：①粘结应力沿钢筋长度是按曲线分布的(图 2.30)，最大粘结应力在离端头某一距离处，且随拔出力的大小而变化；②钢筋埋入长度越长，拔出力越大。但埋入长度过长时，尾部的粘结应力很小，甚至为零；③粘结强度(即混凝土和钢筋界面上可以达到的极限粘结应力)随混凝土强度等级的提高而增大；④带肋钢筋的粘结强度比光面钢筋的大，而在光面钢筋末端做弯钩可以大大提高拔出力。

根据试验资料，光面钢筋的粘结强度为 1.5～3.5N/mm^2，带肋钢筋的粘结强度为 2.5～6.0N/mm^2，其中较大的值是由较高的混凝土强度等级所得到的。

2.3.3 保证钢筋和混凝土间可靠粘结的措施

1. 保证锚固粘结应力的可靠传递

锚固粘结应力如图 2.31 所示。图 2.31(a)为一悬臂梁，受拉钢筋必须在支座中有足够的锚固(anchorage)长度，才能通过该锚固长度上粘结应力的积累，使钢筋在靠近支座处发挥作用。图 2.31(b)为钢筋受拉时的搭接接头，它通过钢筋与混凝土之间的粘结应力来传递钢筋与钢筋之间的拉力。故钢筋必须有一定的“搭接长度”(搭接长度用 l_1 表示)，才能保证钢筋中力的传递和钢筋强度的充分利用。

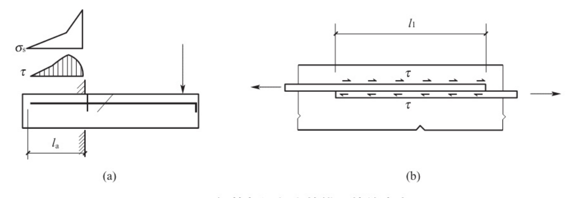


图 2.31　钢筋与混凝土的锚固粘结应力图

1）钢筋的锚固

《规范》规定，当计算中必须充分利用钢筋的抗拉强度时［图 2.31(a)］，受拉钢筋的锚固长度 l_a 应按下列公式计算(重点介绍普通钢筋)。

(1) 基本锚固长度 l_{ab}：

$$l_{ab}=\alpha\frac{f_y d}{f_t} \tag{2.16a}$$

式中 α——钢筋的外形系数，光面钢筋取为 0.16，带肋钢筋取为 0.14；

f_y——普通钢筋的抗拉强度设计值；

f_t——混凝土轴心抗拉强度设计值，当混凝土强度等级高于 C60 时，按 C60 取值；

d——钢筋的直径。

按式(2.16)计算的受拉钢筋的基本锚固长度可由附录附表 9 查得。

注：对预应力钢筋，上式中的 f_y 改为 f_{py}，α 分别采用 0.16(光面钢丝、三股钢绞线)、0.17(七股钢绞线)、0.13(螺旋肋钢丝)。

(2) 受拉钢筋的锚固长度 l_a。

一般情形下，受拉钢筋的锚固长度可取用基本锚固长度；当采用不同的埋置方式和构造措施时，经修正的锚固长度 l_a 应按如下公式计算：

$$l_a=\zeta_a l_{ab} \tag{2.16b}$$

式中 ζ_a——锚固长度修正系数。当钢筋的公称直径大于 25mm 时取 1.1；对环氧树脂涂层钢筋取 1.25；施工过程中易受扰动的钢筋取 1.1；锚固区混凝土配置箍筋且保护层厚度不小于 $3d$ 时，可取 0.8；大于 $5d$ 时，可取 0.7(此处 d 为纵向受力钢筋直径)；当纵向受力钢筋的实际配筋面积大于其设计计算面积时，取设计计算面积与实际配筋面积的比值(但对有抗震设防要求及直接承受动力荷载的结构构件不得考虑此项修正)。修正系数多于一项时，可按连乘计算。经修正的锚固长度不应小于基本锚固长度的 0.6 倍且不小于 200mm。

当纵向受拉钢筋末端采用机械锚固措施时，包括附加锚固端头在内的锚固长度(投影长度)可取为基本锚固长度 l_{ab}的 60%。机械锚固的形式及技术要求按表 2-2 采用。

表 2-2 钢筋机械锚固的形式和技术要求(参见图 2.32)

机械锚固形式	技术要求
90°弯钩	末端 90°弯钩，弯钩内径 $4d$，弯后直段长度 $12d$
135°弯钩	末端 135°弯钩，弯钩内径 $4d$，弯后直段长度 $5d$
一侧贴焊锚筋	末端一侧贴焊长 $5d$ 同直径钢筋
两侧贴焊锚筋	末端两侧贴焊长 $3d$ 同直径钢筋
焊端锚板	末端与厚度 d 的锚板穿孔塞焊
螺栓锚头	末端旋入螺栓锚头

注：① 焊缝和螺纹长度应满足承载力要求；
② 螺栓端头和焊接锚板的承压净面积应不小于锚固钢筋截面积的 4 倍；
③ 螺栓锚头的规格应符合相关标准的要求；
④ 螺栓锚头和焊接锚板的钢筋净间距不宜小于 $4d$，否则应考虑群锚效应的不利影响；
⑤ 截面角部的弯钩和一侧贴焊锚筋的布筋方向宜向截面内侧偏置。

(3) 横向构造钢筋。

当锚固钢筋的保护层厚度不大于 $5d$ 时，锚固长度范围内应配置横向构造钢筋，其直径不应小于 $d/4$；其间距对梁、柱、斜撑等构件不应大于 $5d$，对板、墙等平面构件不应大于 $10d$；且均不应大于 100mm。此处 d 为锚固钢筋的直径。

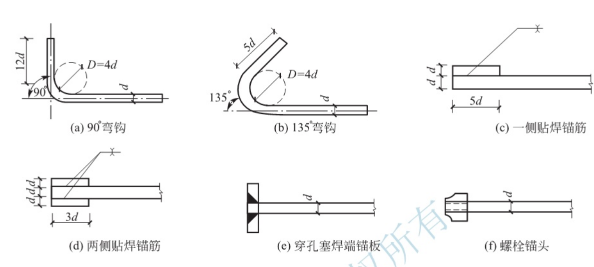


图 2.32 钢筋机械锚固的形式及构造要求

采用机械锚固措施时，锚固长度范围内的箍筋不应少于 3 个，箍筋直径不应小于 $0.25d$，间距不应大于 $5d$，且不大于 100mm，d 为锚固钢筋的直径。纵向钢筋周边的混凝土保护层厚度均不小于 $5d$ 时，可不配置上述箍筋。

(4) 受压钢筋的锚固。

当计算中充分利用纵向钢筋的抗压强度时，受压钢筋的锚固长度不小于上述规定的受拉钢筋锚固长度的 0.7 倍。受压钢筋不应采用末端弯钩和一侧贴焊锚筋的锚固措施。受压钢筋锚固长度范围内的横向构造钢筋同(3)。

2) 钢筋的连接接头

混凝土结构中受力钢筋的连接接头宜设置在受力较小处。在同一根受力钢筋上宜少设接头。在结构的关键受力部位，纵向受力钢筋不宜设置连接接头。钢筋连接可采用绑扎搭接、机械连接或焊接。

(1) 绑扎搭接。

绑扎搭接宜用于受拉钢筋直径不大于 25mm 以及受压钢筋直径不大于 28mm 的连接；轴心受拉及小偏心受拉杆件的纵向受力钢筋不应采用绑扎搭接。

搭接接头可视为锚固的一个特例，但搭接接头处的受力情况较为不利。由于搭接范围内的两根钢筋贴近并且同时受力，钢筋与混凝土间的粘结作用被削弱，钢筋间的混凝土易被磨碎或剪断。因此如果同一截面内钢筋的搭接接头的百分率过大或搭接钢筋的横向间距过密时，锚固作用将会严重下降。同一构件中相邻纵向受力钢筋的绑扎搭接接头宜互相错开。

《规范》规定：直接承受中、重级工作制吊车的构件，其纵向受拉钢筋不得采用绑扎搭接接头，也不宜采用焊接接头。如受力钢筋必须接头时，宜优先采用焊接或机械连接。对轴心受拉及小偏心受拉杆件(如桁架和拱的拉杆)的纵向受力钢筋，不得采用绑扎搭接接头。

当受拉钢筋直径 $d>28$mm 及受压钢筋直径 $d>32$mm 时，不宜采用绑扎搭接接头。

纵向受拉钢筋绑扎搭接接头的搭接长度 l_l 为

$$l_l = \zeta l_a \tag{2.17}$$

式中　l_a——纵向受拉钢筋的锚固长度；

ζ——纵向受拉钢筋搭接长度修正系数。按搭接接头面积百分率确定：当接头面积≤25%、50%、100%时，ζ依次为1.2、1.4、1.6。

在任何情况下，受拉钢筋绑扎搭接长度不应小于300mm。

搭接接头的连接区段的长度为$1.3l_1$。凡搭接接头中点位于该连接区段长度内的搭接接头，均属于同一连接区段(图2.33)。

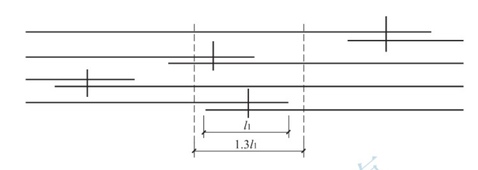


图2.33　同一连接区段内的纵向受拉钢筋绑扎搭接接头

注：图中所示同一连接区段内的搭接接头钢筋为两根，当钢筋直径相同时，钢筋搭接接头百分率为50%。

同一连接区段内的受拉钢筋搭接接头面积百分率是指该区段内有搭接接头的纵向受力钢筋截面面积与全部纵向受力钢筋截面面积的比值。该百分率对梁类、板类和墙类构件均不宜大于25%，对柱类构件不宜大于50%。当工程中确有必要增大受拉钢筋搭接接头面积百分率时，对梁类构件不宜大于50%；对板、墙、柱及预制构件的拼接处，可根据实际情况放宽。

并筋采用绑扎搭接连接时，应按每根单筋错开搭接的方式连接。接头面积百分率应按同一连接区段内所有的单根钢筋计算。并筋中钢筋的搭接长度应按单筋分别计算。

纵向受力钢筋搭接长度范围内的箍筋加强措施有助于搭接范围内粘结应力的传递。在梁、柱类纵向受力钢筋搭接长度范围内，箍筋直径不应小于搭接钢筋较大直径的1/4，箍筋间距不应大于搭接钢筋较小直径的5倍，且不应大于100mm。

构件中的纵向受压钢筋当采用搭接连接时，其受压搭接长度不小于$0.7l_1$、且在任何情况下不应小于200mm。搭接范围的箍筋间距不应大于受压钢筋较小直径的10倍且不应大于200mm。当受压钢筋直径d>25mm时，尚应在搭接接头两个端面外100mm范围内各设置两道箍筋。

(2) 机械连接接头。

机械连接宜用于直径不小于16mm受力钢筋的连接。纵向受力钢筋机械连接接头宜相互错开。钢筋机械连接接头连接区段的长度为$35d$(d为连接钢筋的较小直径)。凡接头中点位于该连接区段长度内的机械连接接头均属于同一连接区段。位于同一连接区段内的纵向受拉钢筋接头面积百分率不宜大于50%；但对板、墙、柱及预制构件的拼接处，可根据实际情况放宽。纵向受压钢筋的接头百分率可不受限制。

机械连接套筒的保护层厚度宜满足有关钢筋最小保护层厚度的规定，套筒的横向净间距不宜小于25mm。

(3) 焊接接头。

焊接宜用于直径不大于28mm受力钢筋的连接。机械连接接头及焊接接头的类型及质

量应符合国家现行有关标准的规定。余热处理钢筋(RRB)不宜焊接；细晶粒钢筋(HRBF)以及直径大于28mm的钢筋，其焊接应经试验确定。

纵向受力钢筋的焊接接头应相互错开。钢筋焊接接头连接区段的长度为35d且不小于500mm(d为连接钢筋的较小直径)，凡接头中点位于该连接区段长度内的焊接接头均属于同一连接区段。纵向受拉钢筋的接头面积百分率不宜大于50%，但对预制构件的拼接处，可根据实际情况放宽。纵向受压钢筋的接头百分率可不受限制。

需要进行疲劳验算的构件，其纵向受拉钢筋不得采用绑扎搭接接头，也不宜采用焊接接头，且严禁在钢筋上焊有任何附件(端部锚固除外)。当直接承受吊车荷载的钢筋混凝土吊车梁、屋面梁及屋架下弦的纵向受拉钢筋必须采用焊接接头时，应符合下列规定：①必须采用闪光接触对焊，并去掉接头的毛刺及卷边；②同一连接区段内纵向受拉钢筋焊接接头面积百分率不应大于25%，此时，焊接接头连接区段的长度应取为纵向受力钢筋的较大直径的45倍；③疲劳验算时，焊接接头应符合《规范》疲劳应力幅限值的规定。

2. 保证局部粘结应力的可靠传递

局部粘结应力是指开裂构件裂缝两侧产生的粘结应力，其作用是使裂缝之间的混凝土参与受拉工作(图2.34)。为了增加局部粘结作用，减小使用时构件的裂缝宽度，在同样钢筋面积的情形下，应选择直径较小的钢筋和带肋钢筋作受力钢筋。

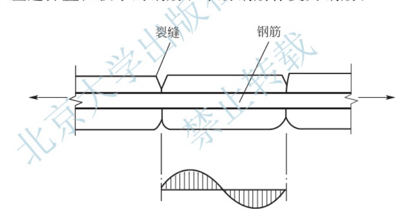


图2.34 局部粘结应力图

3. 钢筋周围的混凝土应有足够的厚度

为了有效地传递粘结应力，受力钢筋之间的距离(净距)应不小于一定尺寸，各种构件的受力钢筋净距详见有关章节的构造要求；同时，从受力钢筋的外边缘算至构件边缘的混凝土保护层的最小厚度应满足附录附表10的要求。一定厚度的混凝土保护层不仅保证粘结力传递，同时还保护钢筋免遭锈蚀和保证构件的耐火、耐腐蚀性能。

4. 钢筋末端的弯钩

光圆钢筋的粘结性能较差，故除直径12mm以下的受压钢筋及焊接网或焊接骨架中的光圆钢筋外，其余光圆钢筋的末端均应设置弯钩(图2.35)。钢筋和箍筋的弯钩长度分别如附录附表11和附表12所示。

5. 混凝土的浇筑

粘结强度与浇筑混凝土时钢筋的位置有关。在浇筑深度超过300mm以上的混凝土上

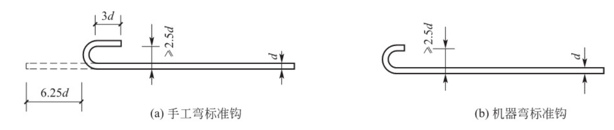


图 2.35 光圆钢筋弯钩

部水平钢筋底面，由于混凝土的泌水、骨料下沉和水分气泡的逸出，易形成一层强度较低的空隙层，它将削弱钢筋与混凝土的粘结作用。因此，对高度较大的梁应分层浇筑和采用二次振捣。

6. 锚固区的侧向压力

当钢筋的锚固区作用有侧向压应力时，粘结强度将得到提高。因此在直接支承的支座处，如梁的简支端，考虑支座压力的有利影响，伸入支座的钢筋锚固长度已作适当减小。

本章小结

(1) 钢筋分为有明显屈服点的钢筋和无明显屈服点的钢筋，二者的应力-应变曲线有很大差别。

(2) 热轧钢筋属于有明显屈服点的钢筋，用于钢筋混凝土结构及预应力混凝土结构中的非预应力钢筋。其主要级别有 HPB235 级、HPB300 级、HRB335 级、HRBF335 级、HRB400 级、HRBF400 级、HRB500 级、HRBF500 级，提倡采用较高强度钢筋作主要混凝土结构构件的主要受力钢筋。

(3) 预应力钢绞线、预应力钢丝等，属于无明显屈服点的钢筋，可取极限抗拉强度的 0.85 倍作为条件屈服点。它们都是高强度钢筋。

(4) 在常温下对热轧钢筋进行再加工，即钢筋的冷加工，可以提高钢筋的强度，以达到节省钢筋的目的。冷加工方法有冷拉、冷拔、冷轧等，在实际工程中应用时应符合有关规程的规定。

(5) 用于混凝土结构中的钢筋应满足强度、塑性和可焊性等方面的要求，并应与混凝土有良好的粘结性能。

(6) 混凝土立方体抗压强度指标作为评定混凝土强度等级的标准；我国规定采用 150mm 边长的立方体作为标准试块。而混凝土轴心抗压强度是结构混凝土最基本的强度指标，混凝土轴心抗拉强度及局部抗压强度等，都与轴心抗压强度有一定的关系。对于不同的结构构件，应选择适当强度等级的混凝土。

(7) 混凝土的徐变和收缩是混凝土特有的现象，对钢筋混凝土和预应力混凝土结构构件的性能有重要影响。徐变和收缩产生的原因不同，但影响徐变和收缩的因素基本相同。

(8) 钢筋与混凝土之间的粘结是两者共同工作的基础，应采取各种有效措施保证。例

如，钢筋应有足够的锚固长度，不足时末端应采用机械锚固措施；钢筋绑扎搭接时应有必要的搭接长度，同一连接长度范围内的接头面积百分率应符合规定；搭接范围的箍筋应加强；钢筋周围应有足够厚度的混凝土，选用直径较小的钢筋和带肋钢筋；等等。

思　考　题

1．试绘制有明显屈服点钢筋的应力-应变曲线并指出各阶段特点、各转折点的应力名称。

2．什么是条件屈服强度？

3．什么叫伸长率？什么叫屈强比？

4．检验钢筋质量有哪几项指标？

5．热轧钢筋分哪几级？各级钢筋的强度及变形性能有何差别？

6．什么叫钢筋的冷拉？什么叫时效硬化？钢筋冷拉和冷拔的目的是什么？

7．为什么需要焊接的钢筋应先焊接后冷拉？

8．混凝土的立方体抗压强度是如何确定的？

9．什么叫混凝土的轴心抗压强度？它与混凝土立方体抗压强度有什么关系？

10．混凝土抗拉强度是如何测定的？

11．试绘制混凝土棱柱体在一次短期加荷下的应力-应变曲线并指出曲线的特点及 f_c、ε_0、ε_{cu}等特征值。

12．什么是混凝土的弹性模量、割线模量？弹性模量与割线模量之间有什么关系？

13．什么叫混凝土的徐变、线性徐变、非线性徐变？混凝土的收缩与徐变有什么本质区别？

14．如何避免混凝土构件产生收缩裂缝？

15．钢筋与混凝土之间的粘结力是如何产生的？

16．为什么伸入支座的钢筋要有一定的锚固长度？高强光面钢丝能否在普通钢筋混凝土梁中充分发挥作用？

选　择　题

1．使混凝土产生非线性徐变的主要因素是(　　)。

A．水泥用量

B．水灰比的大小

C．应力的作用时间

D．持续作用的应力值与混凝土轴心抗压强度比值的大小

2．热轧钢筋经过冷拉后，其强度和变形性能的变化是(　　)。

A．抗拉、抗压强度提高，变形性能降低

B．抗拉强度提高，抗压强度不变，变形性能降低

C．抗压强度提高，抗拉强度、变形性能降低

D. 抗拉强度提高，抗压强度、变形性能不变

3. 对于无明显屈服点的钢筋，其强度标准值取值的依据是(　　)。

A. 最大应变对应的应力　　B. 极限抗拉强度

C. 0.9 倍极限强度　　D. 条件屈服强度

4. 混凝土双向受力时，它的抗压强度随另一方向压应力的增大而(　　)。

A. 增加　　B. 减小

C. 不变

5. 某一对称配筋的钢筋混凝土构件两端固定，由于混凝土收缩(未受外荷且不考虑自重)(　　)。

A. 混凝土中产生拉应力，钢筋中产生拉应力

B. 混凝土中产生拉应力，钢筋中产生压应力

C. 混凝土中产生拉应力，钢筋中无应力

D. 混凝土中产生压应力，钢筋中产生拉应力

第3章 轴心受力构件承载力

教学目标

本章讲述钢筋混凝土轴心受拉构件和轴心受压构件的受力性能和承载力计算方法。通过本章学习，应达到以下目标。

(1) 掌握轴心受力构件的受力性能。

(2) 熟悉轴心受力构件的承载力计算方法。

(3) 理解螺旋箍筋(间接配筋)柱的受力性能。

教学要求

知识要点	能力要求	相关知识
轴心受拉构件	(1) 理解构件开裂前和开裂后直至破坏的受力特征 (2) 熟悉钢筋在混凝土中的布置方式 (3) 掌握承载力计算公式	(1) 钢筋性能 (2) 混凝土的受拉性能 (3) 钢筋的屈服
轴心受压构件	(1) 理解短柱和长柱的受力特征 (2) 熟悉受压承载力计算公式 (3) 掌握配筋构造	(1) 稳定系数 (2) 最大配筋率和最小配筋率 (3) 失稳的概念
螺旋箍筋柱	(1) 理解螺旋箍筋柱的受力特征 (2) 熟悉螺旋箍筋的作用 (3) 掌握螺旋箍筋柱的应用范围	(1) 混凝土的三向受压 (2) 螺旋箍筋的受力 (3) 核心混凝土

基本概念

钢筋的屈服；钢筋和混凝土的共同工作；短柱、长柱、细长柱，失稳；约束混凝土。



引言

在介绍了钢筋和混凝土的力学性能之后，本章首先讲述钢筋混凝土轴心受力构件。轴心受力构件在材料力学中是受力最简单的构件，但是由钢筋和混凝土组成的轴心受力构件，其受力性能和破坏特征与材料力学中的描述是不相同的。构件的承载力计算和构件的配筋设计也是本章和以后各章要解决的主要问题。

3.1 概　述

在材料力学中，由单一匀质材料组成的构件，若轴向力的作用线与构件截面形心轴线相重合时，即为轴心受力构件。承受轴心拉力的构件称为轴心受拉构件；承受轴心压力的构件称为轴心受压构件(图 3.1)。

在钢筋混凝土结构中，由于混凝土的非匀质性、钢筋位置的偏离、轴向力作用位置的差异等原因，理想的轴心受拉构件或轴心受压构件很难找到，构件实际上往往处于偏心受力状态。严格地讲，只有当截面上应力的合力与纵向外力作用在同一直线上才是轴心受力，但为了计算方便，工程上仍按纵向外力作用线与构件的截面形心轴线是否重合来判别是否为轴心受力。

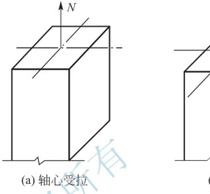


图 3.1　轴心受力构件

在实际工程中，可以按轴心受拉计算的构件有：承受节点荷载的屋架或托架的受拉弦杆和腹杆［图 3.2(a)中的屋架下弦以及腹杆 ab 和 be］；拱的拉杆；圆形水池池壁的环向部分［图 3.2(b)］等。可以按轴心受压构件计算的有：承受节点荷载的屋架受压腹杆［图 3.2(a)中的腹杆 ad 相 ce］及受压弦杆；以恒荷载作用为主的等跨多层房屋的内柱；等等。

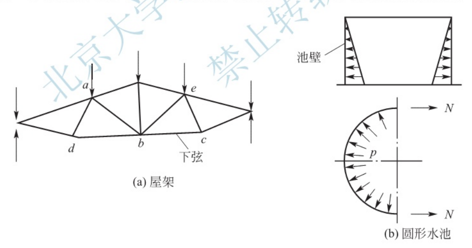


图 3.2　轴心受力构件工程示例

3.2 轴心受拉构件

3.2.1　轴心受拉构件的受力特点

试验表明，当采用逐级加载方式对钢筋混凝土轴心受拉构件进行试验时，构件从开始加载到破坏的受力过程可分为以下 3 个阶段。

1. 混凝土开裂前

开始加载时，轴向拉力很小，由于钢筋与混凝土之间的粘结力，构件各截面上各点的应变值相等(变形协调)，混凝土和钢筋都处在弹性受力状态，应力与应变成正比(虎克定律)。即有：

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \tag{3.1a}$$

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c \tag{3.1b}$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \tag{3.1c}$$

式中 σ_s、ε_s、E_s——纵向受拉钢筋的应力、应变和弹性模量；

σ_c、ε_c、E_c——混凝土的应力、应变和弹性模量。

依据静力平衡条件，有

$$N = \sigma_s A_s + \sigma_c A_c \tag{3.2}$$

式中 N——施加于构件上的轴向拉力；

A_s——纵向受拉钢筋截面面积；

A_c——混凝土截面面积。

将式(3.1)代入式(3.2)，可得

$$N = (A_c + \alpha_E A_s)\sigma_c \tag{3.3}$$

式中 α_E——钢筋的弹性模量与混凝土弹性模量之比，$\alpha_E = E_s/E_c$。

式(3.3)表明：当混凝土和钢筋都处于弹性受力状态时，若将构件截面面积看成是混凝土截面面积 A_c 与钢筋折算成的相当混凝土面积 $\alpha_E A_s$ 之和，则轴心受拉构件可视为由单一混凝土材料组成的构件，并用材料力学的方法进行分析：

$$\sigma_c = N/A_0 \tag{3.4}$$

式中 A_0——构件截面的换算截面面积，$A_0 = A_c + \alpha_E A_s$

随着荷载的增加，由于混凝土受拉塑性变形的出现和发展，混凝土的应力与应变将不成比例，应力增长的速度要小于应变增长的速度。而钢筋则仍处于弹性受力状态。荷载继续增加，混凝土和钢筋的应力将继续增大。式(3.3)应改为

$$N = (A_c + \alpha'_E A_s)\sigma_c \tag{3.5}$$

式中 α'_E——钢筋弹性模量与混凝土割线模量 E'_c 之比，$\alpha'_E = E_s/E'_c$。

将式(3.4)中的 A_0 改为 $A_c + \alpha'_E A_s$，则仍可采用材料力学方法分析构件截面的应力。

当混凝土的应力 σ_c 达到抗拉强度 f_{tk}时，构件将开裂；此时混凝土割线模量 E'_c约为其弹性模量 E_c 的一半(参见第 2 章)，则构件的开裂荷载 N_{cr}可由式(3.5)求得为

$$N_{cr} = (A_c + 2\alpha_E A_s) f_{tk} \tag{3.6}$$

2. 混凝土开裂后

构件混凝土开裂后，裂缝截面与构件轴线垂直；由于同一截面受力是均匀的，故裂缝贯穿于整个截面。在裂缝截面上，混凝土完全退出工作，即不能承担拉力，所有外力全部由钢筋承受。显然，在开裂前和开裂后的瞬间，裂缝截面处的钢筋应力将发生突变。

假定裂缝截面处的钢筋应力突变值为 $\Delta\sigma_s$，则钢筋总拉力的突变值为 $A_s\Delta\sigma_s$，该值与混凝土开裂前瞬间承担的拉力 $A_c f_{tk}$相等，故

$$\Delta\sigma_s = A_c f_{tk}/A_s \approx f_{tk}/\rho$$

显然，如果截面的配筋率 ρ(指截面上纵向受力钢筋面积 A_s 与构件截面面积 A 的比

值)较高，钢筋应力的突变会较小；如果截面的配筋率较低，钢筋应力的突变则较大。由于钢筋的抗拉强度很高、远远高于混凝土的抗拉强度，故构件开裂一般并不意味着丧失承载力，钢筋可以继续承受开裂截面处拉力，因而荷载还可以继续增加，新的裂缝也将产生。原有的裂缝也将随荷载的增加而不断加宽。裂缝与裂缝之间的间距以及裂缝宽度与截面的配筋率、纵向受力钢筋的直径及布置等因素有关。一般情况下，当截面配筋率较高，在相同配筋率下钢筋直径细、根数较多、分布较均匀时，裂缝间距较小，裂缝宽度较细；反之则裂缝间距较大，裂缝宽度也较宽。

3. 破坏阶段

当轴向拉力使裂缝截面处钢筋的应力达到其抗拉强度时，构件将进入破坏阶段。若构件采用有明显屈服点的钢筋配筋，则构件的变形还可以有较大的发展，但裂缝宽度将大到不适于继续承载的状态。当采用无明显屈服点钢筋配筋时，构件有可能被拉断。

设纵向受力钢筋的截面面积为 A_s，其抗拉强度用其标准值 f_{yk} 表示，则构件破坏时的受力状态如图 3.3 所示。由静力平衡条件，可求得构件破坏时所能承受的拉力为

$$N_u = f_{yk} A_s \tag{3.7}$$

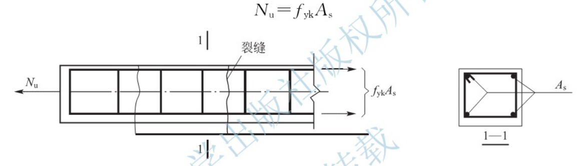


图 3.3 轴心受力构件破坏时的受力状态

3.2.2 轴心受拉构件承载力计算

在进行结构构件设计时，为简化设计计算，对于特定的结构构件，荷载、材料力学指标、构件几何尺寸等都是按固定的数值(标准值)取用的。而实际上，结构构件在整个使用期限内，作用在构件上的各种荷载不可能一成不变，材料的力学指标可能与设计时取用的数值也有出入，构件的几何尺寸也可能与设计时的取值有某些差异。为了确保结构构件的可靠性，就必须使荷载在构件内产生的内力设计值(可以理解为可能出现的最大内力)不超过构件承载力设计值(可以理解为可能出现的最低承载能力)。对于轴心受拉构件，即要求

$$N \leqslant f_y A_s \tag{3.8}$$

式中 N——轴向拉力设计值；

f_y——钢筋抗拉强度设计值；

A_s——纵向受拉钢筋截面面积。

3.2.3 构造要求

1. 纵向受力钢筋

轴心受拉构件的纵向受力钢筋应满足下列要求：①不得采用非焊接的搭接接头，搭接

而不加焊的受拉钢筋接头仅仅允许用在圆形池壁或管中，其接头位置应错开，搭接长度应不小于受拉搭接的相应要求；②为避免配筋过少引起的脆性破坏，按构件截面面积计算的全部受力钢筋的最小配筋百分率不应小于 0.4%和$(90f_t/f_y)$%的较大值；③受力钢筋沿截面周边均匀对称布置，并宜优先选择直径较小的钢筋。

2. 箍筋

在轴心受拉构件中，与纵向钢筋垂直放置的箍筋主要是与纵向钢筋形成骨架，固定纵向钢筋在截面中的位置，从受力角度而言并无要求。

箍筋直径一般为 4～6mm，间距一般不宜大于 200mm（对屋架的腹杆不宜超过 150mm）。

[例 3-1] 某钢筋混凝土屋架下弦截面尺寸 $b\times h=200\text{mm}\times 140\text{mm}$，其端节间承受恒荷载标准值产生的轴向拉力 $N_{gk}=130\text{kN}$，活荷载标准值产生的轴向拉力 $N_{qk}=47.66\text{kN}$，结构重要性系数 $\gamma_0=1.0$，混凝土的强度等级为 C30，纵向钢筋为 HRB335 级热轧钢筋，试按承载力计算其所需纵向受拉钢筋截面面积，并选择钢筋。

[解] (1) 计算轴向拉力设计值。

HRB335 级钢筋的抗拉强度设计值 $f_y=300\text{N/mm}^2$，C30 混凝土 $f_t=1.43\text{N/mm}^2$。取 $\gamma_G=1.2$ 和 $\gamma_Q=1.4$，则下弦端节间的轴向拉力设计值为：

$$
\begin{aligned}
N &= \gamma_0(\gamma_G N_{gk}+\gamma_Q N_{qk}) \\
&= 1.0\times(1.2\times 130+1.4\times 47.66) \\
&= 222.7(\text{kN})
\end{aligned}
$$

(2) 计算所需受拉钢筋面积。

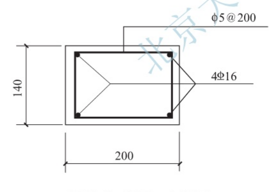


图 3.4 例 3-1 附图

由式(3.8)求得截面所需受拉钢筋面积：

$$A_s\geqslant N/f_y=222700/300=742(\text{mm}^2)$$

按最小按配筋率计算的钢筋面积为

$$A_{s,\min}=0.4\%\times 200\times 140=112(\text{mm}^2)$$

及 $$(90f_t/f_y)\%bh=120(\text{mm}^2)$$

均小于计算值，故本题应按 742mm² 选择钢筋。选用 4 根直径为 16mm 的 HRB335 级钢筋，记作 4Φ16（$A_s=804\text{mm}^2$），配筋情况如图 3.4 所示。

3.3 轴心受压构件

轴心受压构件的横截面多为正方形，根据需要也可做成矩形、圆形、环形和正多边形等多种形状，其配筋有纵向受力钢筋和箍筋，经相互绑扎或焊接形成钢筋骨架。根据箍筋的配置方式不同，轴心受压构件可分为配置普通箍筋和配置螺旋箍筋（或环式焊接箍筋）两大类（图 3.5）。配置的螺旋箍筋或环式焊接箍筋也称为螺旋式或焊接环式间接钢筋。

轴心受压构件的纵向钢筋除了与混凝土共同承担轴向压力外，还能承担由于初始偏心或其他偶然因素引起的附加弯矩在构件中产生的拉力。在配置普通箍筋的轴心受压构件

中，箍筋的作用是：固定纵向受力钢筋位置，防止纵向钢筋在混凝土压碎之前压屈，保证纵筋与混凝土共同受力直到构件破坏；箍筋对核心混凝土的约束作用可以在一定程度上改善构件最终可能发生突然破坏的脆性性质。而螺旋形箍筋对混凝土有较强的环向约束作用，因而能够提高构件的承载力和延性。

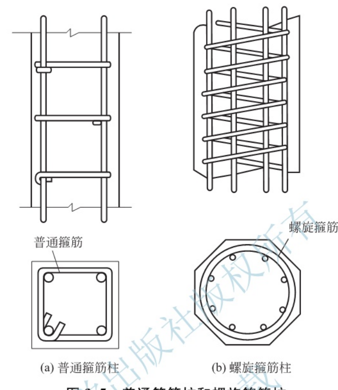


图 3.5　普通箍筋柱和螺旋箍筋柱

3.3.1　普通箍筋柱

1. 试验研究分析

根据构件的长细比(构件的计算长度 l_0 与构件截面回转半径 i 之比，截面回转半径 $i=\sqrt{\frac{I}{A}}$)的不同，轴心受压构件可分为短构件(对一般截面 $l_0/i\leqslant28$；对矩形截面，$l_0/b\leqslant8$，b 为截面宽度)和中长构件。习惯上将前者称为短柱(short columns)，后者称为长柱(slender columns)。

1）短柱

钢筋混凝土轴心受压短柱的试验表明：在整个加载过程中，可能的初始偏心对构件承载力无明显影响；由于钢筋与混凝土之间存在着粘结力，两者的受压应变相等。当达到极限荷载时，钢筋混凝土短柱的极限压应变大致与混凝土棱柱体受压破坏时的压应变相同，即 $\varepsilon_{c,max}=\varepsilon_0$；混凝土应力达到棱柱体抗压强度 f_{ck}。

若钢筋的屈服压应变小于混凝土破坏时的压应变(对 HPB235、HPB300、HRB335、HRB400、HRB500 等热轧钢筋均如此)，则钢筋将首先达到抗压屈服强度 f'_{yk}，随后钢筋承担的压力维持不变，而继续增加的荷载全部由混凝土承担，直至混凝土被压碎。在这类构件中，钢筋和混凝土的抗压强度都得到充分利用，其承载力为

$$N_u = f'_{yk}A'_s + f_{ck}A \tag{3.9}$$

对于高强度钢筋(如预应力钢筋)，在构件破坏时可能达不到屈服强度，此时钢筋压应力为 $\sigma'_s = \varepsilon_0 E_s$，钢材的强度不能被充分利用。

总之，在轴心受压短柱中，不论受压纵向钢筋是否屈服，构件破坏时的最终承载力都由混凝土压碎所控制。在临近破坏时，短柱出现明显的纵向裂缝，箍筋间的纵向钢筋压屈外鼓呈灯笼状(图 3.6)，混凝土被压碎而告破坏。

2）长柱

对于轴心受压长柱，轴向压力的可能初始偏心影响不能忽略。构件承受荷载后，由于初始偏心距将产生附加弯矩，而附加弯矩产生的侧向挠度又加大了原来的初始偏心距，这样相互影响的结果使长柱最终在轴向力和弯矩的共同作用下发生破坏。破坏时受压一侧往往产生较长的纵向裂缝，箍筋之间的纵向钢筋向外压屈，混凝土被压碎；而另一侧的混凝土则可能被拉裂，在构件高度中部发生横向裂缝(图 3.7)，这实际是偏心受压构件的破坏特征。

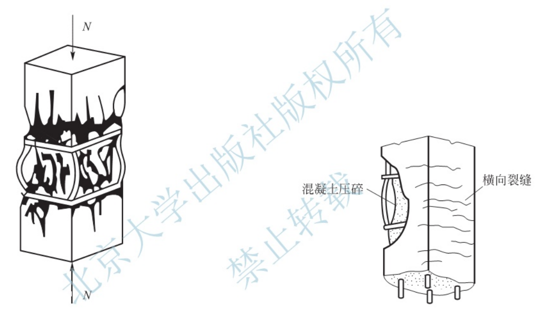


图 3.6　轴心受压短柱的破坏　　　　**图 3.7　轴心受压长柱的破坏**

试验表明：长柱的破坏荷载低于相同条件下短柱的破坏荷载。《规范》采用一个降低系数 φ 来反映这种承载力随长细比增大而降低的现象，并称之为“稳定系数”。该系数主要和构件的长细比 l_0/i 有关，见表 3-1。

表 3-1　钢筋混凝土轴心受压构件的稳定系数 φ

l_0/b	≤8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
l_0/d	≤7	8.5	10.5	12	14	15.5	17	19	21	22.5	24
l_0/i	≤28	35	42	48	55	62	69	76	83	90	97
φ	1.0	0.98	0.95	0.92	0.87	0.81	0.75	0.70	0.65	0.60	0.56
l_0/b	30	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50
l_0/d	26	28	29.5	31	33	34.5	36.5	38	40	41.5	43
l_0/i	104	111	118	125	132	139	146	153	160	167	174
φ	0.52	0.48	0.44	0.40	0.36	0.32	0.29	0.26	0.23	0.21	0.19

注：表中 l_0——构件计算长度；b——矩形截面短边尺寸；d——圆形截面的直径；i——截面最小回转半径。

构件的计算长度 l_0 与构件端部的支承情况有关，几种理想支承的柱计算长度如图 3.8 所示。在实际工程中，由于支座情况并非理想的不动铰支承或固定端，《规范》对常见结构的柱计算长度作了规定(参见单层厂房和框架结构部分)。

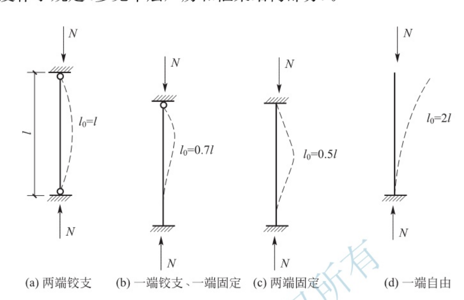


图 3.8　理想支承柱的计算长度

应当注意，当轴心受压构件长细比超过一定数值后(如矩形截面当 $l_0/b>35$ 时)，构件可能发生“失稳破坏”，即轴向压力增大到一定程度时，在构件截面尚未发生材料破坏之前，构件已不能保持稳定平衡而破坏。设计中应当避免这种情况。★这种柱称为细长柱。

2. 轴心受压构件正截面承载力计算公式

轴心受压构件的设计和轴心受拉构件设计时一样，其截面承载力的计算应遵循有关的设计原则。在轴向力设计值 N 作用下，轴心受压构件的承载力可按式(3.10)计算(图 3.9)。

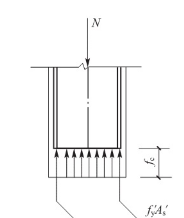


图 3.9　轴心受压柱的计算图形

$$N\leqslant 0.9\varphi(f'_yA'_s+f_cA) \tag{3.10}$$

式中　φ——钢筋混凝土构件的稳定系数，按表 3-1 取用；

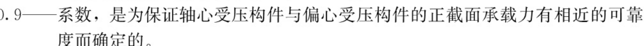
N——轴向压力设计值；

f'_y——钢筋抗压强度设计值，见附录附表 2；

f_c——混凝土轴心抗压强度设计值，见附录附表 8；

A'_s——全部纵向受压钢筋截面面积；

A——构件截面面积，当纵向钢筋配筋率大于 3%时，A 应改用混凝土截面面积 A_c，$A_c=A-A'_s$；



0.9——系数，是为保证轴心受压构件与偏心受压构件的正截面承载力有相近的可靠度而确定的。

3. 公式应用

应用式(3.10)可解决两类问题：截面设计和承载力校核。

1）截面设计

在截面设计时，可先确定材料强度等级，并根据建筑设计的要求、轴向压力设计值的大小以及房屋总体刚度确定截面形状和尺寸，然后按式(3.10)求出所需钢筋数量。求得的全部受压钢筋的配筋率$\rho'(=As'/A)$不应小于最小配筋率ρ'_{min}，也不大于5%。《规范》要求的纵向受力钢筋最小配筋百分率(%)见附录附表13。

应当注意，实际工程中的轴心受压构件沿截面两个主轴方向的杆端约束条件可能不同，因此计算长度l_0和截面回转半径i也不同。此时应分别按两个方向确定φ值，选其中较小者代入式(3.10)进行计算。

2）截面校核

在截面校核时，构件的计算长度、截面尺寸、材料强度、配筋量均为已知，故只需将有关数据代入式(3.10)，即可求出构件所能承担的轴向力设计值。

4. 构造要求

轴心受压构件的构造要求包括截面形式、材料选择、纵向钢筋和箍筋的选择等。

1）截面形式

轴心受压构件截面以方形为主，根据需要也可采用矩形截面、圆形截面或正多边形截面；截面最小边长不宜小于250mm，构件长细比l_0/b一般为15左右，不宜大于30。

2）材料选择

混凝土强度对受压构件的承载力影响较大，故宜选用强度等级较高的混凝土。

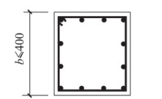
钢筋与混凝土共同受压时，若钢筋屈服强度过高(如预应力钢筋)，则不能充分发挥其作用，故不宜用高强度钢筋作受压钢筋。同时，也不得用冷拉钢筋作受压钢筋。

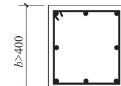
3）纵向钢筋

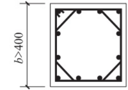
纵向钢筋的选用应注意：①纵向受力钢筋直径d不宜小于12mm，为便于施工，宜选用较大直径的钢筋，以减少纵向弯曲，并防止在临近破坏时钢筋过早压屈；②全部纵向受压钢筋的配筋率不宜超过5%；③纵向钢筋应沿截面周边均匀布置，钢筋与钢筋之间的净距不应小于50mm，钢筋中距亦不应大于300mm，混凝土保护层最小厚度应满足附录附表10的要求；④当钢筋直径$d \leqslant 28$mm时，可采用非焊接的搭接接头，但接头位置应设在受力较小处；其搭接长度不应小于纵向受拉钢筋搭接长度的0.7倍，且不应小于200mm。

4）箍筋

在选择箍筋时应注意：①箍筋应当采用封闭式箍筋，以保证钢筋骨架的整体刚度，并保证构件在破坏阶段箍筋对混凝土和纵向钢筋的侧向约束作用；②箍筋的间距s不应大于横截面短边尺寸且不大于400mm，同时不应大于$15d$，d为纵向钢筋最小直径；③箍筋一般采用热轧钢筋，其直径不应小于6mm，且不应小于$d/4$，d为纵向受力钢筋的最大直径；④当柱每边的纵间受力钢筋不多于3根(或当柱短边尺寸$b \leqslant 400$mm而纵筋不多于4根)时，可采用单个箍筋，否则应设置复合箍筋(图3.10)；⑤当柱中全部纵向受力钢筋配筋率超过3%时，箍筋直径不宜小于8mm，其间距不应大于$10d$，d为纵向受力钢筋的最小直径且不应大于200mm，箍筋末端应做成135°弯钩，且弯钩末端平直段长度不应小于箍筋直径的10倍，箍筋也可焊成封闭环式；⑥在受压纵向钢筋搭接长度范围内的箍筋间距不应大于$10d$且不应大于200mm(d为受力钢筋最小直径)，当受压钢筋直径>25mm时，尚应在搭接接头两个端面外100mm范围内各设置两个箍筋。







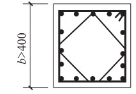


图 3.10 轴心受压柱的箍筋

[例 3-2] 截面尺寸 $b\times h=400\text{mm}\times 400\text{mm}$ 的钢筋混凝土轴心受压柱，计算长度 $l_0=6\text{m}$，承受轴向力设计值 $N=2875\text{kN}$，采用 C25 混凝土（$f_c=11.9\text{N/mm}^2$）、HRB400 级钢筋作纵向受力钢筋（$f'_y=360\text{N/mm}^2$）。试求：(1) 纵向受力钢筋面积，并选择钢筋直径、根数；(2) 选择箍筋直径、间距。

[解] (1) 求稳定系数 φ。

本题 $l_0/b=6/0.4=15$

由表 4-1 可知，$l_0/b=14$ 时，$\varphi=0.92$；$l_0/b=16$ 时，$\varphi=0.87$。则在本题中，

$$\varphi=(0.92+0.87)/2=0.895$$

(2) 计算受压钢筋面积。

由式(3.10)可得：

$$A'_s=\frac{\dfrac{N}{0.9\varphi}-f_cA}{f'_y}=\frac{\dfrac{2875000}{0.9\times 0.895}-11.9\times 400\times 400}{360}=4626(\text{mm}^2)$$

$$<3\%A=3\%\times 400\times 400=4800(\text{mm}^2)$$

$$>0.6\%A=960\text{mm}^2$$

则可选 12 根 $d=22$（$A'_s=4561\text{mm}^2$）的 HRB400 级钢筋，沿截面周边均匀配置，每边 4 根。

注：当选择 HRB500 级钢筋时（$f'_y=410\text{N/mm}^2$），可求得 $A'_s=4062\text{mm}^2$，如何算出？

(3) 选择箍筋。

根据纵向钢筋直径，按照箍筋配置的构造要求，可选 Φ 8@300 箍筋，画出截面配筋图如图 3.11 所示。

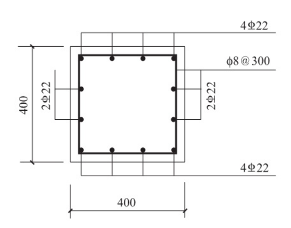
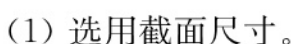


图 3.11 例 3-2 柱截面配筋图

[例 3-3] 某钢筋混凝土柱，承受轴心压力设计值 $N=9460\text{kN}$，若柱的计算长度 $l_0=4.5\text{m}$，选用 C30 级混凝土（$f_c=14.3\text{N/mm}^2$）和 HRB335 级钢筋（$f'_y=300\text{N/mm}^2$），试设计该柱截面。

[解] 本例有两个未知数 A 和 A'_s，故应先确定其中的一个。



(1) 选用截面尺寸。

将式(3.10)变换，可得

$$N\leqslant 0.9\varphi A(f_c+f'_y\rho')$$

先选 $\rho'=1.5\%$，$\varphi=0.9$，则有

$$A\geqslant\frac{N}{0.9\varphi(f_c+f'_y\rho')}=\frac{2460000}{0.9\times 0.9\times(14.3+300\times 0.015)}=161545(\text{mm}^2)$$

选用正方形截面 $b=h=402\text{mm}$，取 $b=h=400\text{mm}$。

(2) 确定稳定系数。

由 $l_0/b=4500/400=11.25$，查表 3-1，$l_0/b=10$，$\varphi=0.98$；$l_0/b=12$，$\varphi=0.95$；利用线性插值，得

$$\varphi=0.98+(0.95-0.98)\times(11.25-10)/(12-10)=0.961$$

(3) 计算 A'_s。

由式(3.10)得

$$A'_s=\frac{\dfrac{N}{0.9\varphi}-f_cA}{f'_y}=[2460000/(0.9\times0.961)-14.3\times400\times400]/300=1854(\text{mm}^2)$$

$$>0.6\%A=0.6\%\times400\times400=960(\text{mm}^2)$$

$$<3\%A=0.03\times400\times400=4800(\text{mm}^2)$$

满足配筋构造要求。

选用 4Φ18+4Φ16 钢筋，$A'_s=1822\text{mm}^2$，误差 -1.73%，满足要求。配筋图由读者自行画出。

(4) 讨论。

① 在本例中，若选择 C20 混凝土，截面尺寸仍为 $b=h=400$mm，钢筋仍为 HRB335 级，则可求得 $A'_s=3134\text{mm}^2$，显然混凝土强度对配筋影响较大；选择较高强度混凝土可节省钢筋。

② 在本例中，若选择 HPB235 级钢筋($f_y=210\text{N/mm}^2$)，其余条件不变(即 C30 混凝土、$b=h=400$mm)，则由 A'_s的计算可知，此时的钢筋面积是 $1854\times300/210=2649$ (mm^2)，这实际上是工程中钢筋等强度代换的体现。

③ 当选择 $b=h=300$mm，则长细比增加、纵向弯曲影响变大，$l_0/b=4.5/0.3=15$，$\varphi=0.895$；仍采用 C30 级混凝土、HRB335 级钢筋，可求得 $A'_s=5890\text{mm}^2$，此时钢筋面积已超过 5%；说明在该轴向压力作用下，截面尺寸太小。

3.3.2 配有螺旋箍筋的轴心受压构件

螺旋式或焊接环式间接钢筋配筋柱(图 3.12)由于配筋工艺较烦，一般仅用于轴心受压且荷载很大而截面尺寸又受限制的短柱。下面以配有螺旋式钢筋的柱(spiral reinforcement columns)为例说明这类柱的计算和构造。

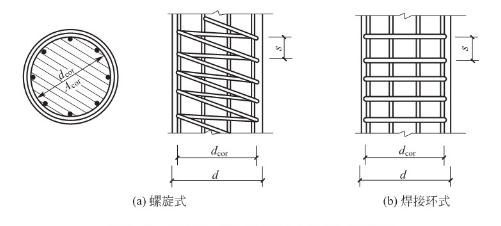


图 3.12 配螺旋式和焊接环式间接钢筋截面

1. 试验研究分析

混凝土的受压破坏可以认为是由于横向变形过大而发生的拉坏。螺旋箍筋可以约束混凝土的横向变形，因而可以间接提高混凝土的纵向抗压强度。

试验研究表明，当混凝土所受的压应力较低时，螺旋箍筋的受力并不明显；而当混凝土的压应力相当大后，混凝土中沿受力方向的微裂缝开始迅速扩展，使混凝土的横向变形明显增大并对箍筋形成径向压力，而这时箍筋又反作用于混凝土，对混凝土施加被动的径向均匀约束压力；当构件截面混凝土的压应变超过无约束混凝土的极限压应变后，箍筋以外的表层混凝土将逐步脱落，纵向受力钢筋受压屈服，箍筋以内的混凝土(称为核心混凝土)则在箍筋约束下处于三向受压状态，从而可以进一步承受压力，其抗压极限强度和极限压应变将随箍筋约束力的增大(螺距减小，箍筋直径增大)而增大。当螺旋箍筋屈服时，构件破坏。

2. 受压承载力计算

根据圆柱体在三向受压情形下的试验结果，在径向均匀压力 σ_2 的作用下，约束混凝土的轴心抗压强度 f_{c1} 可表述为

$$f_{c1}=f_c+4\sigma_2 \tag{3.11}$$

当螺旋箍筋达到屈服时，受到径向约束力 σ_2 的作用(也是反作用于核心混凝土的径向压力)，由隔离体的平衡(图 3.13)，可得

$$2f_yA_{ss1}=\sigma_2 sd_{cor}$$

则

$$\sigma_2=2f_yA_{ss1}/sd_{cor} \tag{3.12}$$

式中 A_{ss1}——螺旋式(或焊接环式)单根间接钢筋的截面面积；

s——沿构件轴线方向间接钢筋的间距；

d_{cor}——构件的核心直径，算至间接钢筋内表面；

f_y——间接钢筋的抗拉强度设计值。

将式(3.11)代入式(3.12)中，则有

$$f_{c1}=f_c+8f_yA_{ss1}/sd_{cor} \tag{3.13}$$

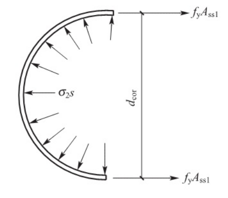


图 3.13 螺旋箍筋隔离体的受力

显然，式(3.13)中的第 2 项 $8f_yA_{ss1}/sd_{cor}$ 就是由于间接钢筋(螺旋式或焊接环式箍筋)对混凝土的约束作用而使混凝土轴心抗压强度提高的部分。

根据轴向力平衡条件，对采用螺旋式(或焊接环式)间接钢筋的钢筋混凝土轴心受压构件，其正截面受压承载力公式可利用普通箍筋柱的轴心受压承载力表达式(3.10)并只考虑短柱情形(取 $\varphi=1$)，有

$$N\leqslant 0.9(f'_yA'_s+f_{c1}A_{cor})$$

将式(3.13)的 f_{c1} 代入式中，并取构件的核心截面面积 $A_{cor}=\pi d_{cor}^2/4$，则有

$$N\leqslant 0.9(f_cA_{cor}+f'_yA'_s+2f_yA_{sso}) \tag{3.14}$$

式中 A_{sso}——螺旋式(或焊接环式)间接钢筋的换算截面面积，$A_{sso}=\pi d_{cor}A_{ss1}/s$。

利用式(3.14)进行螺旋式(或焊接环式)间接钢筋配筋柱的计算时，还应注意如下问题：①为了防止混凝土保护层过早剥落，《规范》规定按式(3.14)算出的构件受压承载力设计值不应超过式(3.10)计算的同样材料和截面的普通箍筋受压构件受压承载力的1.5倍；②当构件的长细比较大时，间接钢筋因受偏心影响难以充分发挥其提高核心混凝土抗压强度的作用，故《规范》规定只在 $l_0/d \leqslant 12$ 的轴心受压构件中采用，即取稳定系数为1.0的情形；③当混凝土强度等级大于C50时，需考虑间接钢筋对混凝土约束的折减，其折减系数为 α：当混凝土强度等级为C50时，$\alpha=1$；当混凝土强度等级为C80时，$\alpha=0.85$；其间线性插值确定。此时式(3.14)中的 $2f_yA_{sso}$ 改为 $2\alpha f_yA_{sso}$；④由于计算公式中只考虑核心混凝土截面面积 A_{cor}，故当外围混凝土较厚时，按上述公式算得的受压承载力有可能小于式(3.10)算得的承载力；或当间接钢筋的换算面积 A_{sso} 小于全部纵向钢筋面积的25%时，太少的间接钢筋难以保证对混凝土发挥有效的约束作用，故这两种情况都不考虑间接钢筋的影响而应按式(3.10)进行计算。

3. 构造规定

1）截面与纵向钢筋

螺旋箍筋(或焊接环式箍筋)柱的截面尺寸常做成圆形或正多边形(如正八边形)，纵向钢筋不宜少于8根，不应少于6根；且宜沿周边均匀布置。

2）螺距(或环形箍筋间距)

在计算中考虑间接钢筋的作用时，其螺距(或环形箍筋间距) s 不应大于80mm及 $d_{cor}/5$，同时亦不应小于40mm。

[例3-4] 某大厅的钢筋混凝土圆形截面柱，直径 $d=400$mm，承受轴向压力设计值 $N=2775$kN。混凝土强度等级为C30($f_c=14.3\text{N/mm}^2$)，纵向受力钢筋采用HRB335级、螺旋箍筋采用HPB235级钢筋，柱混凝土保护层厚30mm。求柱的配筋量(已知 $l_0/d=11.5$)。

[解] (1) 计算构件核心截面面积。

$$d_{cor}=d-2\times30=400-60=340(\text{mm})$$
$$A_{cor}=\pi d_{cor}^2/4=\pi\times340\times340/4=90792(\text{mm})$$

(2) 计算螺旋式间接钢筋的换算截面面积。

选用螺旋钢筋直径 $d=10$mm($A_{ss1}=78.5\text{mm}^2$)，间距 $s=60$mm，则

$$A_{sso}=A_{sso}=\pi d_{cor}A_{ss1}/s=\pi\times340\times78.5/60=1397(\text{mm}^2)$$

(3) 计算纵向受压钢筋面积。

由式(3.14)，且 $f_y=210\text{N/mm}^2$，$f'_y=300\text{N/mm}^2$，则

$$\begin{aligned}A'_s&=(N-0.9f_cA_{cor}-1.8f_yA_{sso})/f'_y\\&=(2775000-0.9\times14.3\times90792-1.8\times210\times1397)/300\\&=3595(\text{mm}^2)\end{aligned}$$

选用8Φ25($A'_s=3927\text{mm}^2$)。

(4) 验算。

① $\rho'=A'_s/A=3927\times4/(\pi\times400\times400)=3.12\%$，按普通箍筋柱计算时，有

$N_u = 0.9(f'_y A'_s + f_c A_c)$

$= 0.9(300 \times 3927 + 14.3 \times (\pi \times 400 \times 400/4 - 3927)) = 2626.2(\text{kN})$

$< 2775\text{kN}$

② $0.25A'_s = 0.25 \times 3927 = 982\text{mm}^2 < A_{ss0} = 1397\text{mm}$

且 $1.5N_u = 1.5 \times 2626.2 = 3939.3(\text{kN}) > 2775\text{kN}$

故上述配筋合理。

(5) 绘制配筋断面图。

配筋断面图如图 3.14 所示。

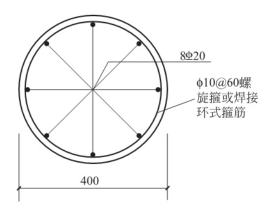


图 3.14　例 3－4 配筋断面图

本 章 小 结

本章从最简单的钢筋混凝土轴心受拉构件开始，介绍轴心受拉构件、轴心受压构件的受力性能、破坏特征、构件的承载力及配筋设计和构造措施。这实际上也是以后各章介绍其他钢筋混凝土结构构件的一般顺序和基本内容。

(1) 钢筋混凝土轴心受拉构件开裂前的应力可采用换算截面、利用材料力学公式进行分析；在混凝土进入弹塑性阶段后，由于塑性变形的影响，截面应力会发生重分布现象。在开裂截面处，裂缝贯通整个截面，该处拉力全部由钢筋承担，开裂前后的钢筋应力发生突变。

(2) 配有普通箍筋的轴心受压短柱，钢筋和混凝土的共同工作直到破坏为止，同样可用材料力学的方法分析混凝土和钢筋的应力，但应考虑混凝土塑性变形的影响；构件破坏时，混凝土达到极限压应变 ε_0，应力达到轴心抗压强度，纵向钢筋应力达到抗压屈服强度(低强度钢筋)或达到 $\varepsilon_0 E_s$(高强度钢筋，实际强度高于 $\varepsilon_0 E_s$ 时)。配有螺旋箍筋的柱，由于螺旋箍筋对混凝土的约束而可以提高柱的承载力。

(3) 轴心受压构件由于纵向弯曲的影响将降低构件的承载力，因而在计算长柱时引入稳定系数考虑这一影响；对于短柱则不考虑，取 $\varphi = 1.0$。

(4) 在进行轴心受力构件的承载力计算时，除满足计算公式要求外，尚需符合有关构造要求，配筋不应小于最小配筋百分率，也不应超过最大配筋百分率的规定。

思 考 题

1. 在工程中，哪些结构构件可按轴心受拉构件计算？哪些可按轴心受压构件计算？

2. 轴心受拉构件有哪些受力特点(开裂前、开裂瞬间、开裂后和破坏时)？

3. 轴心受压短柱有哪些受力特点？

4. 在轴心受压构件中配置纵向钢筋和箍筋有何意义？为什么轴心受压构件宜采用较高强度等级的混凝土？

5. 轴心受压构件中的受压钢筋在什么情况下会屈服？什么情况下达不到？在设计中

应如何考虑？

6. 轴心受压短柱的破坏与长柱有何区别？其原因是什么？影响 φ 的主要因素有哪些？

7. 试推导配有纵筋和普通箍筋的轴心受压柱的承载力公式？

8. 配置螺旋箍筋的轴心受压柱，其承载力提高的原因是什么？

习　　题

1. 已知正方形截面轴心受压构件的计算长度为 10.5m，承受轴向力设计值 $N=1450$kN，采用混凝土强度等级为 C30，钢筋为 HRB400 级钢筋，试确定截面尺寸和纵向钢筋截面面积，并绘出配筋图。

2. 已知矩形截面轴心受压构件截面 $b\times h=400\text{mm}\times500\text{mm}$，$l_0=8.8$m，混凝土强度等级为 C30，配有 HRB335 级纵向钢筋 8Φ20，承受轴向力设计值 $N=1200$kN，试校核截面承载力是否满足设计要求？

3. 已知圆形截面轴心受压构件承受轴向力设计值 $N=3000$kN，计算长度 $l_0=4.5$m，混凝土强度等级为 C30，配有 HRB335 级纵向钢筋 6Φ20，采用螺旋形箍筋。试求螺旋形箍筋截面面积(采用 HPB300 级钢筋，取螺距 $s=50$mm)。

第4章 受弯构件承载力

教学目标

本章主要讲述钢筋混凝土受弯构件的受力性能和承载力计算方法。通过本章学习，应达到以下目标。

(1) 掌握受弯构件在弯矩或剪力和弯矩共同作用下的受力性能、破坏形态及其影响因素。

(2) 熟悉正截面受弯承载力计算和斜截面受剪承载力的计算公式和计算内容。

(3) 理解斜截面受弯及受弯构件的构造要求。

教学要求

知识要点	能力要求	相关知识
受弯构件正截面受弯承载力	(1) 理解适筋梁正截面受弯的3个受力阶段；纵向受拉钢筋配筋率对正截面受弯破坏形态和受弯性能的影响；正截面承载力计算的基本假定 (2) 熟悉单筋矩形、双筋矩形、T形截面正截面受弯承载力的计算公式和计算内容 (3) 掌握梁、板的一般构造	(1) 适筋梁在开裂前、开裂后、破坏阶段的正截面应力和应变 (2) 适筋破坏、少筋破坏和超筋破坏 (3) 矩形应力图，受压区高度、相对受压区高度、截面有效高度 (4) 界限破坏、界限破坏时的相对受压区高度 (5) T形截面的翼缘受压区
受弯构件斜截面受剪承载力	(1) 理解受弯构件剪弯段的受力特点，斜裂缝的出现和开展；斜截面受剪的三种主要破坏形态；配箍梁的剪力传递机理；影响斜截面受剪承载力的主要因素 (2) 熟悉斜截面受剪承载力的计算公式与适用范围；计算方法和步骤 (3) 掌握箍筋的构造要求	(1) 剪跨比、剪压区 (2) 斜拉破坏、剪压破坏、斜压破坏 (3) 箍筋配筋率(配箍率)、最小配箍率
受弯构件的构造要求	(1) 理解材料图的概念及绘制方法；保证斜截面受弯承载力的构造措施 (2) 掌握纵向钢筋的弯起、截断、锚固的构造要求；纵向构造钢筋的配置要求	(1) 正截面受弯承载力图 (2) 充分利用截面、计算不需要截面 (3)延伸长度、锚固长度

基本概念

平截面假定；力的等效原则、等效矩形压应力图；正截面受力三阶段；延性破坏、脆性破坏；配筋率、配箍率；截面设计、承载力校核；弯剪段、剪跨、剪跨比；桁架机理；斜截面受弯承载力。

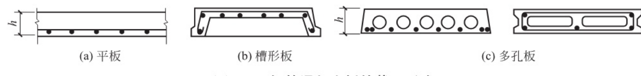


引言

钢筋混凝土受弯构件主要用于房屋的楼盖和屋盖，也用于挡土墙、基础等其他构筑物或结构中，是混凝土结构构件中最基本的构件之一。受弯构件的荷载效应是弯矩和剪力，可以用力学方法计算。

在楼、屋盖中，受弯构件通常是水平放置的。钢筋混凝土受弯构件的形式是板和梁。

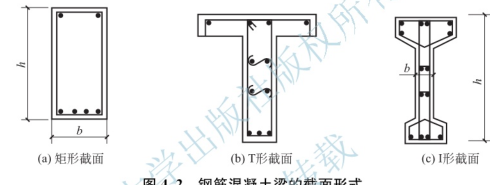
板的截面厚度(高度)远小于板的宽度。现浇混凝土板的截面形式一般为矩形截面，而预制板的截面形式则多种多样(图 4.1)。



(a) 平板　(b) 槽形板　(c) 多孔板

图 4.1　钢筋混凝土板的截面形式

钢筋混凝土梁的截面高度 h 一般不小于其宽度 b；对于矩形截面梁，h/b 通常为 2～3.5；对于 T 形截面梁，h/b 一般为 2.5～4。梁的截面形式也是多种多样的(图 4.2)。



(a) 矩形截面　(b) T形截面　(c) I形截面

图 4.2　钢筋混凝土梁的截面形式

4.1　受弯构件的一般构造规定

4.1.1　板的构造规定

1. 板的厚度

现浇混凝土板的厚度宜符合下列规定：①板的跨厚比：钢筋混凝土单向板不大于 30，双向板不大于 40；无梁支承的有柱帽板不大于 35，无梁支承的无柱帽板不大于 30。预应力板可适当增加；当板的荷载、跨度较大时宜适当减小。②现浇钢筋混凝土板的厚度不应小于表 4－1 规定的数值。

2. 板的配筋

对于单向受力的板，板内通常配置受力钢筋和分布钢筋。对于简支板，其配筋形式如图 4.3 所示。对于板端受约束(如板端上部有墙)时，板端有构造钢筋；对于双向受力的板，两个方向均需配置受力钢筋(详见《混凝土结构设计》)。

表 4-1 现浇钢筋混凝土板的最小厚度(mm)

板的类别		最小厚度
单向板	屋面板	60
	民用建筑楼板	60
	工业建筑楼板	70
	行车道下的楼板	80
双向板		80
密肋板	面板	50
	总厚度	250
悬臂板(根部)	悬臂长度不大于 500mm	60
	悬臂长度 1200mm	100
无梁楼板		150
现浇空心楼板		200

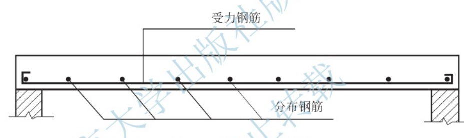


图 4.3 单向板的配筋

板的受力钢筋一般采用Φ 6～Φ 12 的 HPB300 级或 HPB235 级钢筋，其间距为 70～200mm(当板厚不大于 150mm 时不宜大于 200mm；大于 150mm 时不宜大于板厚的 1.5 倍，且不宜大于 250mm)。

板中伸入支座的下部钢筋，其间距不应大于 400mm，截面面积不应小于跨中受力钢筋截面面积的 1/3。下部纵向受力钢筋伸入支座的锚固长度不应小于 5d(d 为钢筋直径)。每米板宽按各种钢筋规格和间距排列时的钢筋截面面积见附录附表 14。

板的分布钢筋应布置在受力钢筋内侧，与受力钢筋方向垂直，并在交点处绑扎或焊接。

分布钢筋起的作用是：①固定受力钢筋的位置；②可抵抗混凝土因温度变化及收缩产生的拉应力；③将荷载均匀分布给受力钢筋。

单位长度上的分布钢筋截面面积不小于单位宽度上的跨中受力钢筋面积的 15%，且不宜小于该方向板截面面积的 0.15%；分布钢筋的直径一般不小于 6，间距不宜大于 250mm(集中荷载较大时，不宜大于 200mm)。

3. 混凝土保护层

从受力钢筋外边缘算起的现浇板混凝土保护层最小厚度见附录附表 10。一类环境下混凝土保护层最小厚度为 15mm(混凝土强度等级≥C30 时)或 20mm(混凝土强度等级为 C25

及以下时）；预制板的混凝土保护层可相应减少 5mm。

4.1.2　梁的构造规定

1. 梁的截面尺寸

1）模数要求

当梁高 $h \leqslant 800$mm 时，h 为 50mm 的倍数；当 $h > 800$mm 时，h 为 100mm 的倍数。梁宽 b 一般为 50mm 的倍数；当 $b < 200$mm 时，梁宽可为 150mm 或 180mm。

2）梁的高跨比

梁的高跨比 h/l_0 可参照表 4-2 的规定选择，其中 l_0 为梁的计算跨度。

表 4-2　梁的高跨比选择

构件类型	简支	两端连续	悬臂
独立梁或整体肋形梁的主梁	1/12～1/8	1/14～1/8	1/6
整体肋形梁的次梁	1/18～1/10	1/20～1/12	1/8

注：当梁的跨度超过 9m 时，表中数值宜乘以 1.2。

2. 混凝土保护层厚度及钢筋之间净距

1）混凝土保护层最小厚度

一类环境下，梁受力钢筋的混凝土保护层最小厚度 c 为 25mm（混凝土强度等级≤C25 时为 30mm）且不小于受力钢筋直径；露天或室内高湿度环境下（指二类 a 环境）的混凝土保护层最小厚度为 30mm；箍筋和构造钢筋的保护层厚度不小于 15mm。其余情况下见附录附表 10。

2）钢筋净距

下部钢筋净距 d_2 不小于 25mm 且不小于受力钢筋最小直径；上部钢筋净距 d_1 不小于 30mm 且不小于受力钢筋最大直径的 1.5 倍；当梁的下部纵向钢筋布置成两排时，上下排钢筋必须对齐（图 4.4）；钢筋超过两层时，两层以上的钢筋中距应比下面两层钢筋的中距增加一倍。钢筋排成一行时梁的最小宽度见附录附表 15。

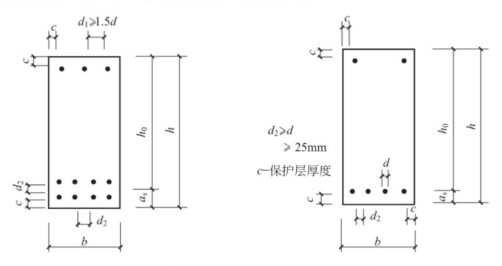


图 4.4　混凝土保护层厚度及钢筋净距

3. 纵向钢筋

1）钢筋直径

纵向受力钢筋直径一般不小于10mm，并宜优先选择直径较小的钢筋；当采用两种不同直径的钢筋时，其直径至少相差2mm，以便施工识别，但也不宜大于6mm。

2）伸入支座的钢筋数量

当梁的宽度 $b \geqslant 100$mm 时，伸入支座的钢筋数量不应少于两根；当梁的宽度 $b < 100$mm 时，可以为1根。光面钢筋末端应做成半圆弯钩(见2.3.3节)。

3）架立钢筋

架立钢筋(俗称架立筋)设置在梁的受压区，用来固定箍筋并与受力钢筋形成钢筋骨架(图4.5)。架立筋还可以承受温度应力、收缩应力。

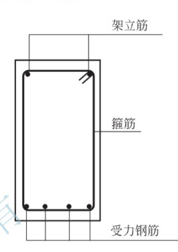


图4.5 梁配筋横断面图

架立筋直径 d 与梁的跨度有关。当梁的跨度小于4m时，架立筋直径 $d \geqslant 8$mm；当梁的跨度为4～6m时，架立筋直径 $d \geqslant 10$mm；当梁的跨度大于6m时，架立筋直径 $d \geqslant$ 12mm。

4. 箍筋和弯起钢筋

1）箍筋

梁内箍筋由抗剪计算和构造要求确定。箍筋的直径与梁高有关：对截面高度大于800mm的梁，箍筋直径不宜小于8mm；对截面高度为800mm及以下的梁，箍筋直径不宜小于6mm；当梁中配有计算需要的纵向受压钢筋时，箍筋直径尚不应小于 $d/4$(d 为纵向受压钢筋的最大直径)。箍筋末端弯钩长度见附录附表12。

2）弯起钢筋

弯起钢筋是利用梁的部分纵向受力钢筋在支座附近斜弯成型的。弯起钢筋在弯起前抵抗梁内正弯矩，在弯起段可抵抗剪力，在连续梁中间支座的弯起钢筋还可抵抗支座负弯矩；弯起钢筋的弯起角度一般为45°，当梁高度 h 超过800mm时，弯起角度可采用60°。

综上所述，梁的配筋包括纵向受力钢筋、架立钢筋、箍筋，这是梁的基本配筋；而利用梁的部分纵向受力钢筋在支座附近斜弯成型的弯起钢筋，一般只在非抗震设计中采用。简支梁配筋的一般情形如图4.6所示。

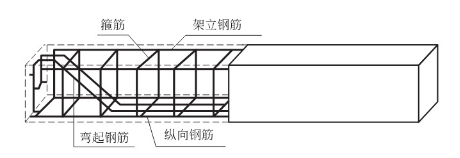


图4.6 梁的配筋

4.2 受弯构件正截面性能试验研究

4.2.1 试件设计和加载程序

1. 试件设计

试件一般设计成较易制作的矩形截面梁，支座为铰支支座。采用对称加载方式，故可实现跨中仅受弯矩的“纯弯段”，从而排除剪力的影响(自重较小可忽略)。在梁的受拉区配置纵向受力钢筋，伸入支座并可靠锚固。在支座至集中荷载区段，由于存在剪力，故配有足够的箍筋，以防止该段发生剪切破坏(图 4.7)。

2. 仪表布置和加载

在跨中的纵向钢筋表面及沿截面高度的混凝土表面都贴有应变片，以测定钢筋应变和沿截面高度的混凝土应变。在梁的跨中布置量测挠度的百分表或挠度计，在支座处布置百分表量测沉降以消除支座下沉的影响。

荷载分级施加，相应记录各测点的应变、跨中挠度，观察梁的变形和裂缝的出现和开展情形，直至梁破坏为止。记录的跨中挠度值可整理成弯矩-挠度曲线(图 4.8)。

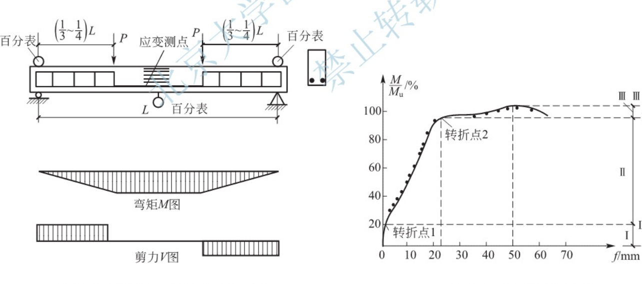


图 4.7 试验梁、仪表布置和加载

图 4.8 弯矩-挠度曲线

4.2.2 受力的 3 个阶段

上述试验梁，纵向受力钢筋仅配置在梁的受拉区，称为单筋梁。其受力过程可分为 3 个阶段。

1. 阶段Ⅰ——弹性工作阶段

当施加的荷载较小、也即梁承受的弯矩较小时，构件基本上处于弹性工作阶段。测试

表明：沿截面高度的混凝土应力和应变的分布均为直线，与材料力学的分布规律相同[图 4.9(a)]；钢筋应变很小、混凝土受拉区未出现裂缝；跨中挠度很小，并与施加的荷载(或弯矩)成正比。

荷载逐渐增加后，受拉区混凝土塑性变形发展，拉应力图形呈现曲线分布。当荷载增加到使受拉混凝土边缘纤维拉应变达到混凝土极限拉应变时，受拉混凝土将开裂，受拉混凝土应力达到混凝土抗拉强度。这种将裂未裂的状态标志着阶段Ⅰ的结束，称为Ⅰ$_a$状态[图 4.9(b)]。

2. 阶段Ⅱ——带裂缝工作阶段

当荷载继续增加时，受拉混凝土边缘纤维应变超过其极限拉应变，混凝土开裂。

在开裂截面，受拉混凝土逐渐退出工作，拉力主要由钢筋承担；随着荷载的增大，裂缝向受压区方向延伸，中和轴上升，裂缝宽度加大，新裂缝逐渐出现；混凝土受压区的塑性变形有所发展，压应力图形呈曲线形分布[图 4.9(c)]。

由于裂缝的出现和扩展，梁的刚度下降，跨中挠度增长速度要比第Ⅰ阶段快(参见图 4.8)，但与弯矩的关系基本上仍为线性关系。当荷载增加到使钢筋应力达到屈服强度 f_y 时，标志着第Ⅱ阶段的结束，称为Ⅱ$_a$状态[图 4.9(d)]。

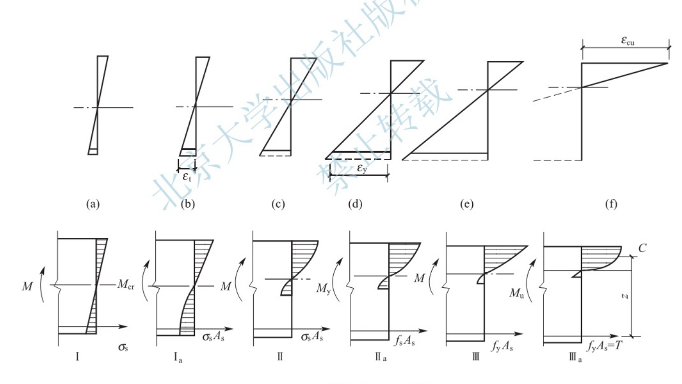


图 4.9　梁受力的 3 个阶段

3. 阶段Ⅲ——破坏阶段

由于受拉钢筋的屈服，裂缝急剧开展，裂缝宽度变大，构件挠度大大增加，出现破坏前的预兆。由于中和轴高度上升，混凝土受压区高度继续缩小。当受压区混凝土边缘纤维达到极限压应变时，受压混凝土压碎，构件完全破坏。作为第Ⅲ阶段的结束，此状态称为Ⅲ$_a$状态[图 4.9(f)]。

在梁受力的 3 个阶段中，阶段Ⅱ是梁的正常使用阶段。也即是说，普通钢筋混凝土梁是带裂缝工作的，而正常使用极限状态就是当裂缝宽度及挠度达到一定限值时的状态。状

态Ⅲ$_a$则是梁的承载力极限状态。

由试验可知：在3个受力阶段中，沿截面高度的应变(平均应变)基本符合平截面假定。

4.2.3　梁的正截面破坏特征

试验表明：同样的截面尺寸、跨度和同样材料强度的梁，由于配筋量的不同，会发生不同形态的破坏(图4.10)，分别是少筋破坏、适筋破坏和超筋破坏。

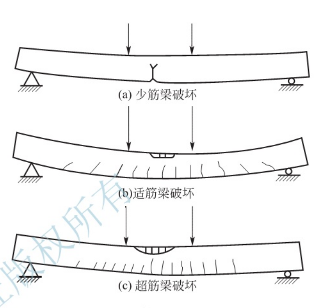


图4.10　配筋不同的梁的破坏

受弯构件的受拉钢筋配置量可用配筋率 ρ 表示：

$$\rho=\frac{A_s}{bh_0} \tag{4.1}$$

式中　A_s——受拉钢筋截面面积；

b——截面腹板宽度(矩形截面即截面宽度)；

h_0——截面有效高度，指受拉钢筋合力点至截面受压边缘的距离。

1. 适筋破坏

前述试验梁是具有正常配筋率的梁，称为适筋梁。其破坏特征是：受拉钢筋首先屈服；随看受拉钢筋塑性变形的发展，梁的挠度急剧增加、裂缝扩展，受压混凝土边缘纤维达到极限压应变，混凝土压碎；梁在破坏前有明显预兆。这种破坏属于延性破坏。

2. 超筋破坏

当构件受拉区配筋量很高时，破坏时受拉钢筋不会屈服，破坏是因为混凝土受压边缘纤维达到极限压应变、混凝土被压碎而引起的。发生这种破坏时，受拉区混凝土裂缝不明显，破坏前无明显预兆，称为超筋破坏。超筋破坏是一种脆性破坏。

由于超筋梁破坏无警告，属于脆性破坏，并且受拉钢筋的强度未被充分利用而不经济，故设计中不应采用。

3. 少筋破坏

当梁的受拉区配筋量很小时，其抗弯能力及破坏特征与不配钢筋的素混凝土梁类似：受拉区混凝土一旦开裂，则裂缝处的钢筋拉应力迅速达到屈服强度并进入强化阶段，甚至钢筋被拉断；受拉区混凝土裂缝很宽、构件挠度很大，而受压区混凝土边缘并未达到极限压应变。这种破坏是“一裂即坏”型破坏，称为少筋破坏。

少筋梁的破坏弯矩往往低于构件开裂时的弯矩，承载力低且破坏突然，属于脆性破坏，设计中不应设计少筋梁。

4.3 受弯构件正截面承载力计算公式

4.3.1 计算基本假定

根据受弯构件的破坏特征，正截面承载力计算公式应以适筋破坏情形作为计算依据。由试验结果的分析，采用如下基本假定。

1. 平截面假定

试验表明：在纵向受拉钢筋应力达到屈服强度之前及达到的瞬间，截面的平均应变基本符合平截面假定。作为计算手段，即使钢筋已经屈服甚至进入强化阶段，变形前的平面，变形后仍保持平面(图 4.9)。这个假定与材料力学中所表述的平截面假定相同，即截面应变保持平面。但是由于混凝土的塑性变形及构件受拉区的开裂，所量测的应变是较大标距范围(如 100mm)的平均应变(在开裂截面处，标距应跨过裂缝)。

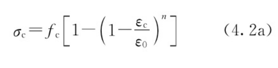
2. 不考虑混凝土的抗拉强度

适筋梁进入破坏阶段后，由于裂缝的发展，开裂截面在中和轴以下的受拉混凝土及所承受的拉应力很小，忽略其作用对计算结果影响不大且偏于安全。

3. 已知混凝土受压的应力-应变关系曲线(图 4.11)

在试验的基础上，《规范》采用理想化的混凝土受压的应力-应变曲线(图 4.11)，其表达式如下

当 $\varepsilon_c \leqslant \varepsilon_0$ 时



$$\sigma_c = f_c\left[1-\left(1-\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)^n\right] \tag{4.2a}$$

当 $\varepsilon_0 < \varepsilon_c \leqslant \varepsilon_{cu}$ 时

$$\sigma_c = f_c \tag{4.2b}$$

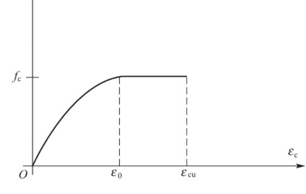


图 4.11 混凝土受压的应力-应变曲线

式中 f_c——混凝土轴心抗压强度设计值；

ε_0——混凝土压应力刚达到 f_c 时的混凝土压应变，$\varepsilon_0 = 0.002 + 0.5(f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5}$，当计算的 ε_0 值小于 0.002 时，取为 0.002；

ε_{cu}——正截面的混凝土极限压应变，对处于非均匀受压的受弯构件，按 $\varepsilon_{cu} = 0.0033 - (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5}$ 计算，计算值大于 0.0033 时，取为 0.0033，当处于轴心受压时，取为 ε_0；

$f_{cu,k}$——混凝土立方体抗压强度标准值；

n——系数，$n = 2 - (f_{cu,k} - 50)/60$；当计算的 n 值大于 2.0 时，取为 2.0。

由式(4.2)可知，当混凝土强度等级不超过 C50 时(即 $f_{cu,k} \leqslant 50\text{N/mm}^2$)，则曲线有统

一的形式：

当 $\varepsilon_c \leqslant \varepsilon_0 = 0.002$ 时　　$\sigma_c = f_c[1-(1-\varepsilon_c/\varepsilon_0)^2]$　　(4.3a)

当 $\varepsilon_0 < \varepsilon_c \leqslant \varepsilon_{cu} = 0.0033$ 时　　$\sigma_c = f_c$　　(4.3b)

4. 纵向钢筋的应力、应变

纵向钢筋的应力取等于钢筋应变与其弹性模量乘积，但其绝对值不应大于相应的强度设计值；纵向受拉钢筋的极限拉应变取为 0.01。

4.3.2　基本计算公式

依据上述的基本假定，首先研究单筋矩形截面受弯构件的正截面承载力计算公式(单筋已于前述，是指仅在截面受拉区配置纵向受拉钢筋。它是受弯构件纵向钢筋的基本配筋形式)。计算简图如图 4.12 所示，其中混凝土压应力图 4.12(c)与图 4.11 有一一对应关系。

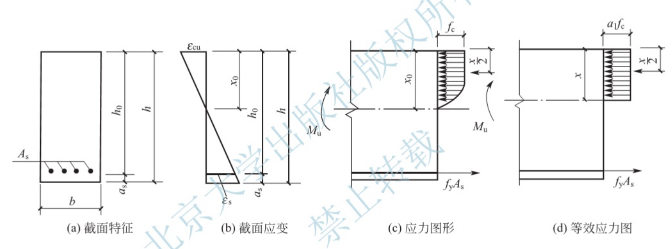


图 4.12　单筋矩形截面计算简图

利用力的平衡条件(受拉钢筋合力与受压混凝土压应力合力相等)和力矩平衡条件(受压混凝土压应力合力对受拉钢筋合力点取矩)就可建立平衡方程，得出承载力计算公式，但直接利用混凝土压应力图需要进行积分运算，将比较烦琐。

当混凝土的应力图采用等效矩形应力图后(即两个图的压应力的合力相等，合力作用位置相同)，则可求得按等效矩形应力图计算的受压区高度 x 与按平截面假定确定的受压区高度 x_0 的关系为 $x=\beta_1 x_0$，此时矩形应力图的应力取值为 $\alpha_1 f_c$。系数 β_1 的取值见表 4-3，系数 α_1 的取值见表 4-4。表中可见，当混凝土强度等级≤C50 时，$\alpha_1 = 1.0$，$\beta_1 = 0.8$；混凝土强度等级大于 C50 时，随混凝土强度等级提高一级，依次递减 0.01。

显然，矩形压应力图形并非实际的混凝土的应力图形，混凝土受压区高度 x 也比实际的混凝土受压区高度略小。

表 4-3　系数 β_1 的取值

混凝土强度等级	≤C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
系数 β_1	0.80	0.79	0.78	0.77	0.76	0.75	0.74

表 4-4 矩形应力图应力值系数 α_1

混凝土强度等级	≤C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
系数 α_1	1.0	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94

依据图 4.12(a)、图 4.12(d)，可列出计算受弯构件正截面承载力的平衡方程：

$$\sum X=0 \quad \alpha_1 f_c bx = f_y A_s \tag{4.4a}$$

$$\sum M=0 \quad M_u = \alpha_1 f_c bx\left(h_0-\frac{x}{2}\right) \tag{4.4b}$$

式中 M_u——正截面受弯承载力设计值；

f_c——混凝土轴心抗压强度设计值；

f_y、A_s——受拉钢筋抗拉强度设计值和受拉钢筋截面面积；

b、h_0——矩形截面宽度和截面有效高度。

4.3.3 公式的适用条件

式(4-4)是以适筋梁破坏前瞬间(受力阶段的Ⅲ$_a$状态)的静力平衡条件得出的，因此只适用于适筋构件的计算。换言之，在应用公式时，应当防止超筋破坏和少筋破坏的发生。

1. 防止超筋破坏的条件

1) 关于界限破坏

如前所述，发生适筋破坏的受弯构件，纵向受拉钢筋首先屈服；发生超筋破坏的受弯构件，纵向受拉钢筋不屈服。而它们的共同点是破坏时受压区混凝土边缘纤维都达到极限压应变，混凝土被压碎。因此，存在着一种纵向受拉钢筋刚屈服而受压区混凝土破坏同时发生的状态，这种状态就是界限破坏状态。界限破坏也称为平衡破坏(balanced failure)。显然，界限破坏时的截面应变是已知的，即受压区混凝土边缘为 ε_{cu}；纵向受拉钢筋应变为 $\varepsilon_s=f_y/E_s$，根据平截面假定，则有(图 4.13)

$$\frac{x_{0b}}{h_0}=\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}+\varepsilon_s}=\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}+\dfrac{f_y}{E_s}}$$

式中 x_{0b}——界限破坏时受压混凝土的高度，当受压混凝土采用矩形应力图后，矩形应力图的高度 $x_b=\beta_1 x_{0b}$。则在界限破坏时，当钢筋混凝土构件采用有明显屈服点的钢筋时，有

$$\xi_b=\frac{x_b}{h_0}=\frac{\beta_1}{1+\dfrac{f_y}{E_s\varepsilon_{cu}}} \tag{4.5}$$

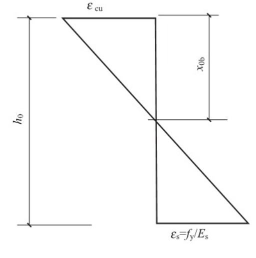


图 4.13 界限破坏时的截面应变

式中　ξ_b——相对界限受压区高度；

E_s——钢筋弹性模量，见附录附表 5；

ε_{cu}——正截面的混凝土极限压应变，见式(4.2)。

对采用热轧钢筋 HPB235、HPB300、HRB335、HRB400 和 RRB400 及 HRB500、HRBF500，当混凝土强度等级≤C50 时，按式(4.5)计算出 ξ_b(表 4-5)，计算时可直接引用。

其余情形，可根据相应 β_1、ε_{cu}、f_y、E_s，按式(4.5)计算。例如，当采用 C60 混凝土、HRB400 钢筋时，有 $\beta_1=0.78$，$\varepsilon_{cu}=0.0032$，$f_y=360\text{N/mm}^2$，$E_s=2\times10^5\text{N/mm}^2$，则可算出 $\xi_b=0.499$。

表 4-5　相对界限受压区高度 ξ_b(混凝土强度等级≤C50 时)

钢筋类型	HPB235	HPB300	HRB335	HRB400、HRBF400	HRB500、HRBF500
ξ_b	0.614	0.576	0.550	0.517	0.482

2）防止发生超筋破坏的条件

引入相对受压区高度 ξ，$\xi=x/h_0$，则在 $\xi>\xi_b$ 时，受拉钢筋不会屈服。故防止超筋破坏的条件是

$$\xi\leqslant\xi_b \tag{4.6}$$

2. 防止少筋破坏的条件

为了防止构件发生少筋破坏，要求构件的受拉钢筋面积不小于按最小配筋百分率 ρ_{min} 计算出的钢筋面积。

《规范》规定，受弯构件的最小配筋百分率 ρ_{min} 按构件全截面面积 A 扣除位于受压边的翼缘面积 $(b_f'-b)h_f'$ 后的面积计算，即

$$\rho_{min}=\frac{A_{s,min}}{A-(b_f'-b)h_f'} \tag{4.7}$$

式中　A——构件全截面面积；

$A_{s,min}$——按最小配筋率计算的受拉钢筋截面面积；

ρ_{min}——《规范》规定的受弯构件纵向受拉钢筋最小配筋率，最小配筋百分率(%)取 0.2 和 $45f_t/f_y$ 中的较大值。

因此，防止少筋破坏的条件是

$$A_S\geqslant A_{s,min}=\rho_{min}[A-(b_f'-b)h_f'] \tag{4.8a}$$

对于单筋矩形截面(或 T 形截面)有

$$A_S\geqslant\rho_{min}bh \tag{4.8b}$$

式中　b_f'、h_f'——T 形或 I 形截面受压翼缘的宽度、高度。

4.4　按正截面受弯承载力的设计计算

受弯构件按正截面承载力的设计计算包括两方面的内容：一是截面设计，即已知弯矩

设计值 M 确定配筋；二是截面校核，即已知截面配筋核算截面是否满足正截面受弯承载力要求。计算按截面划分，可分为矩形截面和T形截面；按配筋情形划分，可分为单筋截面和双筋截面。

4.4.1 单筋矩形截面

已经指出：单筋矩形截面是受弯构件中的最基本的截面形式，这是仅在截面的受拉区配置纵向受力钢筋的矩形截面［图4.12(a)］。其受力钢筋合力中心至截面受拉边缘距离为 a_s，截面有效高度 $h_0=h-a_s$。

在进行截面设计时，钢筋规格未知，故 a_s 难以确定，而 h_0 又是基本的计算参数。则此时 a_s 可按如下规定取值：在室内正常环境(一类环境)下，板可取 $a_s=25$mm(≤C25时)或20mm(≥C30时)；梁为单排钢筋时，可取 $a_s=40$mm(≤C25时)或35mm(≥C30时)；当梁为双排钢筋时，可取 $a_s=60\sim70$mm（参考图4.4）。在其余环境下，应根据混凝土保护层厚度相应加大。

在进行截面校核时，钢筋的规格、位置已知，可按钢筋实际布置求出 a_s，也可近似取用上述数值。

1. 公式荟萃

由基本计算公式(4.4)，引入混凝土相对受压区高度 ξ，$\xi=x/h_0$，考虑适用条件后，则有

$$f_y A_s=\xi\alpha_1 f_c b h_0 \tag{4.9}$$

$$M\leqslant M_u=\xi(1-0.5\xi)\alpha_1 f_c b h_0^2 \tag{4.10}$$

适用条件是：　$\xi\leqslant\xi_b$　（防止超筋破坏）

$A_S\geqslant\rho_{min}bh$　（防止少筋破坏）

利用式(4.9)、式(4.10)和相应适用条件，即可方便地进行单筋矩形截面设计和校核。

2. 截面设计

截面设计的一般步骤如下所列。

① 先按构造的有关规定，确定截面尺寸 b、h，选择适当的混凝土强等级和钢筋级别；

② 计算 h_0；

③ 再根据内力分析给出的弯矩设计值 M，就可由式(4.10)求得 ξ

$$\xi=1-\sqrt{1-\frac{M}{0.5\alpha_1 f_c b h_0^2}} \tag{4.11}$$

④ 判断 ξ：当满足 $\xi\leqslant\xi_b$ 时，可将算得的 ξ 代入式(4.9)求 A_s；

当不满足 $\xi\leqslant\xi_b$ 时，说明 M 大，要增大截面尺寸、适当提高混凝土强度等级或改用双筋梁(后述)；

⑤ 利用式(4.9)计算钢筋面积，核算 $A_S\geqslant\rho_{min}bh$，进而选择钢筋。

其流程图如图4.14所示。

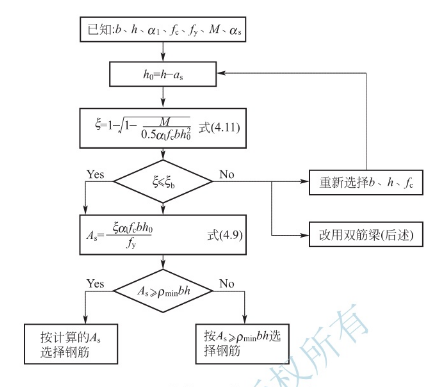


图 4.14 单筋矩形截面配筋设计流程

★ 显然，这是一个计算(ξ)→判断(ξ)→计算(A_s)→判断(A_s)的设计“四步曲”。计算器求ξ时，可采用“逆算法”，先求最后一项($M/0.5\alpha_1 f_c bh_0^2$)，按“减 1”，再按“±”号，再按“开平方”号，再按“减 1”，再按“±”号或直接反写结果，从而可大大加快计算速度。

在设计中，式(4.11)可直接引用，以下举例说明。

［例 4-1］ 已知矩形梁截面尺寸 $b\times h=250\text{mm}\times500\text{mm}$，环境类别为一类，弯矩设计值 $M=150\text{kN}\cdot\text{m}$，混凝土强度等级为 C30，钢筋采用 HRB335 级，求所需的纵向受拉钢筋面积。

［解］ 一类环境，C30 混凝土，取保护层厚度 $c=25\text{mm}$，$a_s=35\text{mm}$；C30 混凝土，$f_c=14.3\text{N/mm}^2$，$f_t=1.43\text{N/mm}^2$，$\alpha_1=1.0$；HRB335 级钢筋，$f_y=300\text{N/mm}^2$，$\xi_b=0.55$，则：

(1) $h_0=h-a_s=500-35=465(\text{mm})$

(2) $$\xi=1-\sqrt{1-\frac{M}{0.5\alpha_1 f_c bh_0^2}}=1-\sqrt{1-\frac{150\times10^6}{0.5\times14.3\times250\times465^2}}$$
$$=0.218<\xi_b=0.55$$

(3) $$A_s=\frac{\xi\alpha_1 f_c bh_0}{f_y}=0.218\times14.3\times250\times465/300=1208(\text{mm}^2)>0.2\%bh=250(\text{mm}^2)$$
$$>\frac{45f_t}{f_y}\%bh=268(\text{mm}^2)$$

(4) 可选 4Φ20，$A_s=1257\text{mm}^2$，配筋见图 4.15，其中②为架立筋；箍筋③由抗剪计算确定。

［例 4-2］ 某教学楼的内廊为简支在砖墙上的现浇钢筋混凝土平板［图 4.16(a)］，计算跨度 $l_0=2.38\text{m}$，板上作用的均布活荷载标准值为 $q_k=2\text{kN/m}^2$，组合系数 $\psi_c=0.7$，

水磨石地面及细石混凝土垫层共 30mm 厚(重力密度为 $22kN/m^3$)，板底粉刷白灰砂浆 12mm 厚(重力密度为 $17kN/m^3$)，混凝土强度等级选用 C20，纵向受拉钢筋采用 HPB235 级钢筋。试确定该内廊走道板厚度和受拉钢筋截面面积。

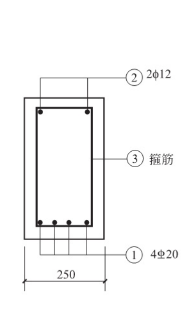


图 4.15　例 4－1 配筋图

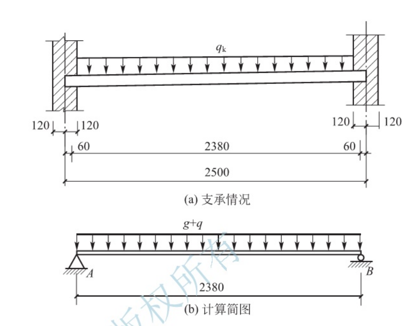


图 4.16　例 4－2 的现浇钢筋混凝土平板

［解］ 该走道板为简支单向板，由构造规定(表 4－1)，$h \geq l_0/35=68mm$，构造厚度(民用楼面)$h \geq 60mm$，取 $h=80mm$。C20 混凝土，$f_c=9.6N/mm^2$，$f_t=1.1N/mm^2$，$\alpha_1=1.0$；取保护层厚度 $c=20mm$，则可取 $a_s=25mm$。HPB235 级钢筋，$f_y=210N/mm^2$，$\xi_b=0.614$

(1) 荷载和内力设计值计算

恒荷载标准值　水磨石地面　$0.03\times22=0.66(kN/m^2)$

现浇板重　$0.08\times25=2.0(kN/m^2)$

板底粉刷　$0.012\times17=0.204(kN/m^2)$

$g_k=2.864kN/m^2$

活荷载标准值　$q_k=2kN/m^2$

由可变荷载效应控制的组合有　$g+q=1.2g_k+1.4q_k$

由永久荷载效应控制的组合有　$g+q=1.35g_k+1.4\times0.7q_k$

究竟由可变荷载效应控制的组合起控制作用还是由永久荷载效应控制的组合起控制作用？不经计算是否可以先判定呢？★请注意：由于只有一个活荷载，且恒荷载和活荷载的内力系数是相同的(即都是 $l_0^2/8$)，则由两种组合的公式可求得：当 $q_k \geq 5g_k/14$ 时(取组合系数 $\psi_c=0.7$，这也是一般情形)，也即是 $q_k \geq 0.36g_k$ 时，将由可变荷载效应组合起控制作用，这个结论在梁或板的设计中很有用处(只有一个恒荷载和一个活荷载，且它们的内力系数相同)。

在本例中，因为 $q_k/g_k=0.7$，故

$$M=(1.2\times2.864+1.4\times2)\times2.38^2/8=4.42(kN\cdot m)$$

(2) 取 $b=1000mm$，$h_0=h-a_s==80-25=55(mm)$，则由

$$\xi=1-\sqrt{1-\frac{M}{0.5\alpha_1 f_c bh_0^2}}=1-\sqrt{1-\frac{4.42\times10^6}{0.5\times9.6\times1000\times55^2}}=0.166<\xi_b=0.614$$

(3) $A_s=\frac{\xi\alpha_1 f_c bh_0}{f_y}=0.166\times9.6\times1000\times55/210=417(\text{mm}^2)$

$$>0.2\%bh=160\text{mm}^2$$

$$>45\frac{f_t}{f_y}\%bh=189\text{mm}^2$$

(4) 参见附录附表 14，选Φ 8@120。($A_s=419\text{mm}^2$)

(5) 画配筋图(图 4.17)：①纵向受力钢筋Φ 8@120 布置在板底(注意保证保护层厚度，因混凝土为 C20，取保护层厚度 $c=20$mm)，伸入支座内长度应≥$5d=40$mm，实际配筋时在满足该长度的前提下应将钢筋伸至板端(扣除保护层厚度)，以保证钢筋的施工位置；②分布钢筋取Φ 6@200 (此时单位长度上分布钢筋面积为 141.5mm²，是单位宽度受力钢筋面积的 141.5/417=33.9%)，满足相关构造要求；③由于该板嵌固在墙内，故支座处板面应配构造的负弯矩钢筋Φ 6@200，从墙边算起伸入跨内长度≥$l_0/7=2380/7=340$(mm)，取为 350mm，在其内侧相应配置分布钢筋。

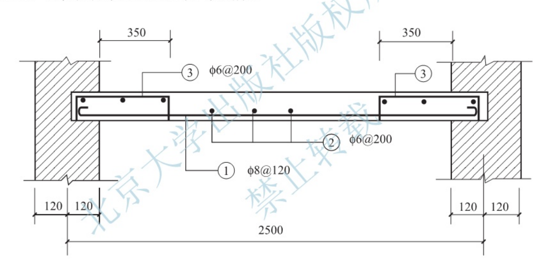


图 4.17　板配筋图

3. 截面校核

这是已知截面配筋求受弯承载力设计值 M_u 的问题。可从两个角度提出：一是在该配筋下，截面可以承受多大的弯矩设计值；二是已知弯矩设计值，该配筋能否满足承载力要求(即是否安全)。所用的公式仍为式(4.9)、式(4.10)，要注意适用条件的判别。

在校核顺序上，首先应校核配筋率，再计算 ξ，最后求 M_u。

★ 应当注意的是：在校核时若 $\xi>\xi_b$，截面为超筋情形，其承载力可按 $\xi=\xi_b$ 代入式(4.10)确定(即不考虑多配钢筋对承载力的提高)。校核流程图如图 4.18 所示。

[例 4-3]　已知矩形截面梁尺寸 $b\times h=200\text{mm}\times450\text{mm}$，采用 C20 混凝土，HRB335 级纵向钢筋，试求：(1) 若受拉钢筋为 3Φ18，该梁承受弯矩设计值 $M=80\text{kN}\cdot\text{m}$，此配筋能否满足正截面受弯承载力要求？(2) 若受拉钢筋为 5Φ20，该梁所能承受的最大弯矩设计值为多少？

[解]　已知 C20 混凝土 $f_c=9.6\text{N/mm}^2$；HRB335 级纵向配筋，$f_y=300\text{N/mm}^2$，

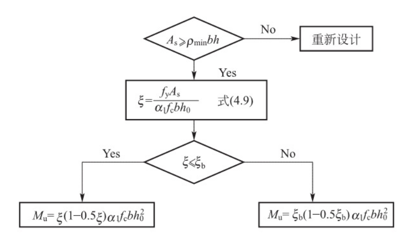


图 4.18 截面校核流程图

$\xi_b=0.55$，混凝土保护层厚度取 $c=30$mm。

(1) 3Φ18，$A_s=763\text{mm}^2$，$h_0=h-a_s=450-40=410$(mm)，$\rho_{min}bh=0.2\%\times200\times450=80(\text{mm}^2)<A_s$，满足构造规定，由式(4.9)得

$$\xi=\frac{f_yA_s}{f_cbh_0}=300\times763/(9.6\times200\times410)=0.291<\xi_b=0.55$$

由(4.10)得

$$M_u=\xi(1-0.5\xi)f_c bh_0^2=0.291\times(1-0.5\times0.291)\times9.6\times200\times410^2$$

$$=80.26(\text{kN}\cdot\text{m})>M=80\text{kN}\cdot\text{m}$$

故配筋满足正截面承载力要求。

(2) 5Φ20，$A_s=1571\text{mm}^2$。要满足钢筋间的净距要求，钢筋应两排布置，取 $a_s=70$mm，

则 $h_0=h-a_s=450-70=380$(mm)

$$\xi=\frac{f_yA_s}{f_cbh_0}=1571\times300/(9.6\times200\times380)=0.646>\xi_b=0.55$$

取 $\xi=0.55$ ，则

$$M<M_u=\xi(1-0.5\xi)f_cbh_0^2=0.55\times(1-0.5\times0.55)\times9.6\times200\times380^2$$

$$=110.55(\text{kN}\cdot\text{m})$$

故该梁承受的最大弯矩设计值 $M=110.55\text{kN}\cdot\text{m}$。

★ 本例在利用公式时，因混凝土强度等级属于≤C50 范围，$\alpha_1=1.0$，故在公式中已将其略去，还有类似情况(如安全等级为二级时，$\gamma_0=1.0$)，也可略去，不在式中显现。在后面的表达式或习题中，均可如此处理。

4.4.2 双筋矩形截面

双筋矩形截面(doubly reinforced rectangular sections)指不仅在截面受拉区配置纵向

受力钢筋，而且在截面受压区也配置纵向受力钢筋（受压钢筋）的矩形截面（图 4.19）。

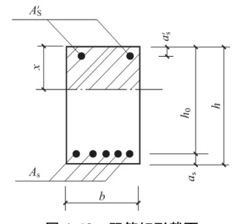


图 4.19 双筋矩形截面

在截面的受压区配置受压钢筋，是可以承受部分压力。

在一般情形下，利用受压钢筋承受压力是不经济的，但在下列情况下则需采用双筋截面：①当截面承受的弯矩设计值较大，即 $M>\xi_b(1-0.5\xi_b)\alpha_1 f_c bh_0^2$ 且截面尺寸受到限制不能调整时；②同一截面在不同荷载效应组合下受到变号弯矩作用时（即在某些荷载效应组合下截面下部受拉而在另一些荷载效应组合下截面下部受压）；③在抗震设计中，需要配置受压钢筋以增加构件的截面延性。

1. 基本计算公式与适用条件

在满足 $\xi\leqslant\xi_b$ 的条件下，双筋矩形截面梁具有与单筋适筋梁相同的破坏特征：受拉钢筋首先屈服，然后是受压混凝土边缘纤维达到极限压应变、受压混凝土压碎。根据平截面假定还可以求出：当 $\xi\geqslant 2a_s'/h_0$ 时，对 HPB235、HPB300、HRB335、HRB400 和 HRB500 级钢筋，破坏时受压钢筋也将受压屈服，且 $f_y'=f_y$。但当 $\xi<2a_s'/h_0$ 时，则受压钢筋不屈服。

根据双筋矩形截面梁的破坏特征，利用静力平衡条件，即可得出其基本计算式(4.12)和式(4.13)。它们实际上是在单筋矩形截面计算公式的基础上加上一项受压钢筋所起的作用（图 4.20）。

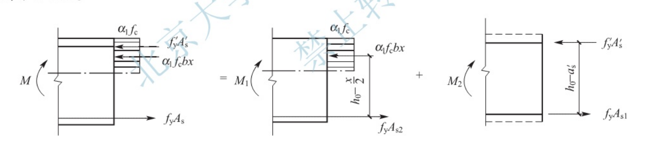


图 4.20 双筋矩形截面的受力情形

$$f_yA_s=\xi\alpha_1 f_c bh_0+f_y'A_s' \tag{4.12}$$

$$M\leqslant M_u=\xi(1-0.5\xi)\alpha_1 f_c bh_0^2+f_y'A_s'(h_0-a_s') \tag{4.13}$$

式中 f_y'——受压钢筋抗压强度设计值；

A_s'——受压钢筋的截面面积；

a_s'——受压钢筋合力点至受压边缘距离；

其余符号同单筋截面。

式(4.12)、式(4.13)的适用条件是

$\xi\leqslant\xi_b$ （防止超筋破坏）

$\xi\geqslant\dfrac{2a_s'}{h_0}$ （保证受压钢筋达到抗压强度设计值）

由于双筋截面的受拉钢筋面积一般都较大，其配筋率都能满足最小配筋率的要求。

利用式(4.12)、式(4.13)和适用条件，同样可进行截面设计和校核。

2. 截面设计

双筋矩形截面梁的截面尺寸一般都是已知的，截面设计的内容包括求 A_s 和 A_s' 以及已知 A_s' 求 A_s 的两种情形。

(1) 情形 1　求 A_s 和 A_s'

式(4.12)、式(4.13)只列出两个方程，而未知数是 A_s 和 A_s' 及 ξ，故需补充一个条件才能得到唯一解答。

★ 补充条件是节省钢筋。当取 $\xi=\xi_b$ 时，受拉钢筋的强度刚好被充分利用，而且受压区混凝土的高度增大、混凝土的抗压能力被充分发挥，使受压钢筋截面面积较小，从而节省钢材。将 $\xi=\xi_b$ 代入由式(4.13)得

$$A_s'=\frac{M-\alpha_1\xi_b(1-0.5\xi_b)f_cbh_0^2}{f_y'(h_0-a_s')}$$

将求出的 A_s' 代入式(4.12)，有

$$A_s=\frac{\xi_b\alpha_1f_cbh_0+f_y'A_s'}{f_y}$$

适用条件自动满足。

(2) 情形 2　已知 A_s' 求 A_s

[例 4-4]　已知矩形截面梁尺寸 $b\times h=200\text{mm}\times450\text{mm}$，承受弯矩设计值 $M=200\text{kN}\cdot\text{m}$，采用 C25 混凝土($f_c=11.9\text{N/mm}^2$)、HRB400 级纵向钢筋($f_y=f_y'=360\text{N/mm}^2$，$\xi_b=0.517$)，试求该梁纵向受力钢筋(一类环境)。

[解]　取 $a_s=40\text{mm}$，则 $h_0=h-a_s=450-40=410(\text{mm})$

(1) 判断。

先按单筋矩形计算

$$\xi=1-\sqrt{1-\frac{M}{0.5\alpha_1f_cbh_0^2}}=1-\sqrt{1-\frac{200\times10^6}{0.5\times11.9\times200\times410^2}}$$

$$=0.986>\xi_b=0.517$$

故在不修改截面情况下，应采用双筋截面。

判断也可利用界限破坏时单筋矩形截面可承受的弯矩 M_b(这也是单筋矩形截面可承受的最大弯矩)与弯矩设计值 M 的关系：若 $M_b\geqslant M$，可采用单筋；若 $M_b<M$，应采用双筋。

$$M_b=\xi_b(1-0.5\xi_b)\alpha_1f_cbh_0^2 \tag{4.14}$$

在本例中，$M_b=0.517\times(1-0.5\times0.517)\times11.9\times200\times410^2=153.37(\text{kN}\cdot\text{m})<M=200\text{kN}\cdot\text{m}$

需采用双筋截面。两种计算方法的结论相同，但不如利用式(4.11)直接。

(2) 求钢筋面积。

取 $a_s=70\text{mm}$(因弯矩大，需要较多的受拉钢筋，假定受拉钢筋双排布置)，有 $h_0=h-a_s=450-70=380(\text{mm})$，取 $a_s'=40\text{mm}$，则

$$A'_s=\frac{M-\alpha_1\xi_b(1-0.5\xi_b)f_cbh_0^2}{f'_y(h_0-a'_s)}$$

$$=[200\times10^6-0.517\times(1-0.5\times0.517)\times11.9\times200\times380^2]/[360\times(380-40)]$$

$$=558(\text{mm}^2)$$

$$A_s=\frac{\xi_b\alpha_1f_cbh_0+f'_yA'_s}{f_y}=(0.517\times11.9\times200\times380+360\times558)/360$$

$$=1857(\text{mm}^2)$$

(3) 选钢筋。

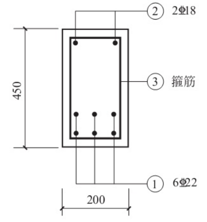


图 4.21 例 4-4 配筋

选受压钢筋 2Φ20($A'_s=628\text{mm}^2$)，选受拉钢筋 6Φ22($A_s=1885\text{mm}^2$)。

配筋图如图 4.21 所示，箍筋由计算确定(后述)。

此时只有两个未知数：A_s 和 ξ，故可利用式(4.12)、式(4.13)直接求解，并注意利用式(4.11)和式(4.13)的联系。在求解过程中，尚应注意适用条件的校核：当 $\xi>\xi_b$ 时，表明 A'_s用量太少，需按情形 1 重求 A'_s再求 A_s；当 $\xi<2a'_s/h_0$ 时，由于受压钢筋不屈服，受压钢筋应力未达到抗压强度值 f'_y，是未知数。此时可假定 $\xi=2a'_s/h_0$，则混凝土压应力合力与受压钢筋合力点重合(图 4.22)，对该合力点取矩，可得

$$M\leqslant f_yA_s(h_0-a'_s) \tag{4.15}$$

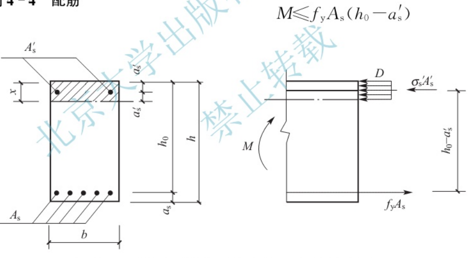


图 4.22 双筋矩形截面当 $\xi<2a'_s/h_0$ 时的计算图

从而求得

$$A_s\geqslant\frac{M}{f_y(h_0-a'_s)}$$

计算流程图如图 4.23 所示。

[例 4-5] 已知条件同例 4-4，但受压区已配 3Φ20 钢筋($A'_s=942\text{mm}^2$)，试求受拉钢筋面积。

[解] 取 $a_s=60\text{mm}$，$a'_s=35\text{mm}$，$h_0=h-a_s=450-60=390(\text{mm})$

(1) 由式(4.13)得

$$\xi=1-\sqrt{1-\frac{M-f'_yA'_s(h_0-a'_s)}{0.5f_cbh_0^2}}=1-\sqrt{1-\frac{200\times10^6-360\times942\times(390-35)}{0.5\times11.9\times220\times390^2}}$$

$$=0.252<\xi_b=0.517$$

$$>2a'_s/h_0=2\times35/390=0.179$$

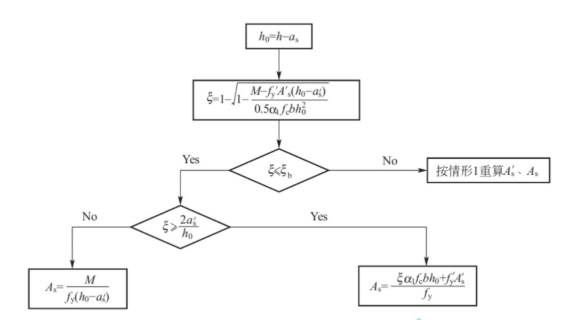


图 4.23 双筋矩形截面已知 A_s' 求 A_s 的计算流程图

(2) 由式(4.12)得

$$A_s=\frac{\xi f_c bh_0+f_y'A_s'}{f_y}=(0.252\times11.9\times200\times390+360\times942)/360=1592(\text{mm}^2)$$

(3) 选受拉钢筋 5 ф 20，$A_s=1571\text{mm}^2$；箍筋由抗剪计算确定，配筋图见图 4.24。

3. 截面校核

双筋矩形截面的校核类似于单筋矩形截面。根据双筋梁的计算公式，可得出计算流程如图 4.25 所示。

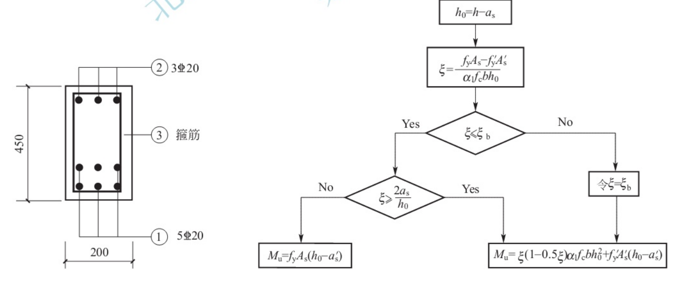


图 4.24 例 4-5 配筋断面图　　**图 4.25 双筋矩形截面梁的校核流程图**

[例 4-6] 已知矩形截面梁尺寸 $b\times h=200\text{mm}\times400\text{mm}$，采用 C25 混凝土($f_c=11.9\text{N/mm}^2$)、HRB335 级纵向钢筋($f_y=f_y'=300\text{N/mm}^2$，$\xi_b=0.55$)，且已知 $A_s'=308\text{mm}^2$(2 ф 14)，$A_s=1526\text{mm}^2$(6 ф 18)，弯矩设计值 $M=100\text{kN}\cdot\text{m}$，试问该设计是否满足正截面承载力要求?

［解］ 取 $a_s=60\text{mm}$，$a_s'=35\text{mm}$，$h_0=h-a_s=400-60=340(\text{mm})$

（1）由式(4.12)求 ξ。

$$\xi=\frac{f_yA_s-f_y'A_s'}{f_cbh_0}=300\times(1526-308)/(11.9\times200\times340)=0.452$$

$$<\xi_b=0.55$$

$$>2a_s'/h_0=2\times35/340=0.206$$

（2）由式(4.13)求 M_u。

$$\begin{aligned}M_u&=\xi(1-0.5\xi)f_cbh_0^2+f_y'A_s'(h_0-a_s')\\&=0.452\times(1-0.5\times0.452)\times11.9\times200\times340^2+300\times308\times(340-35)\\&=124.43(\text{kN}\cdot\text{m})>M=100\text{kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

满足要求。

［例 4－7］ 已知双筋矩形截面梁尺寸 $b\times h=200\text{mm}\times450\text{mm}$，采用C20混凝土($f_c=9.6\text{N/mm}^2$)、HRB335级纵向钢筋($f_y=f_y'=300\text{N/mm}^2$，$\xi_b=0.55$)，并已知 $A_s=A_s'=763\text{mm}^2$(3Φ18)，试求该截面所能承受的最大弯矩设计值。

［解］ 取 $a_s=a_s'=40\text{mm}$，$h_0=h-a_s=450-40=410(\text{mm})$

（1）$f_yA_s-f_y'A_s'=0$，则由式(4.12)得，$\xi=0<2a_s'/h_0$

★ 上述结果并不表示不存在混凝土受压区($\xi=0$)，而是受压钢筋不屈服，A_s'未达到 f_y'，受压区高度很小。

（2）由式(4.15)得

$$\begin{aligned}M&\leqslant f_yA_s(h_0-a_s')=300\times763\times(410-40)\\&=84.7(\text{kN}\cdot\text{m})\end{aligned}$$

此即该梁截面所能承受的最大弯矩设计值。

4.4.3 T 形截面

T形截面具有较窄的腹板和较宽的翼缘。从计算角度而言，T形截面是指混凝土受压区位于翼缘的截面。

在现浇楼盖或屋盖中，板和梁整浇在一起共同受力，梁的跨中截面承受正弯矩(下部受拉)，该截面就是T形截面。对于截面尺寸较大的预制梁和预制板，为了减轻自重、节省材料，也做成T形截面或I形截面(图 4.26)。

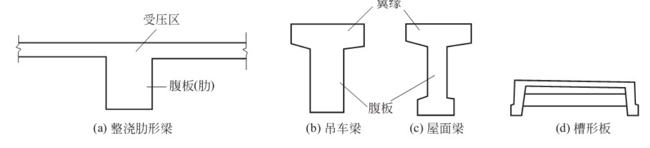


图 4.26 T形截面受弯构件

在进行正截面承载力计算时，因为不考虑受拉混凝土的作用，故T形截面受弯构件的正截面承载力并不因受拉区混凝土的差异而受影响，故I形截面［如图4.26中的(d)］也属于T形截面。

在T形截面受弯构件中，承受压应力的翼缘混凝土应力的分布是不均匀的，离肋部越远，压应力越小。因此在计算时，需取翼缘计算宽度 b_f'，并假定在该宽度范围内压应力均匀分布，且在达到正截面承载力时，该应力可取轴心抗压强度。

T形截面(或倒L形截面)受弯构件翼缘计算宽度取值见表4-6。

表4-6　T形、I形及倒L形截面受弯构件翼缘计算宽度 b_f'

考虑情况		T形、I形截面		倒L形截面
		肋形梁(板)	独立梁	肋形梁(板)
① 按计算跨度 l_0 考虑		$l_0/3$	$l_0/3$	$l_0/6$
② 按梁(纵肋)净距考虑		$b+s_n$		$b+0.05s_n$
③ 按翼缘高度 h_f' 考虑	当 $h_f'/h_0 \geqslant 0.1$	—	$b+12h_f'$	—
	当 $0.1 > h_f'/h_0 \geqslant 0.05$	$b+12h_f'$	$b+6h_f'$	$b+5h_f'$
	当 $h_f'/h_0 < 0.05$	$b+12h_f'$	b	$b+5h_f'$

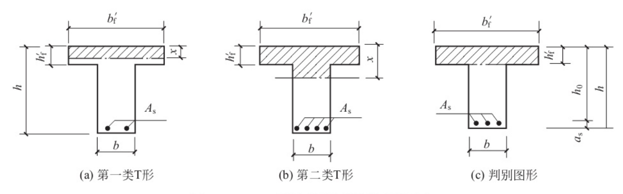
注：① 表中 b 为梁的腹板宽度；
② 当肋形梁在梁跨内设有间距小于纵肋间距的横肋时，可不遵守表列情形③的规定。

T形截面受弯构件一般采用单筋截面，其破坏特征与单筋矩形截面的破坏特征相同，故T形截面的正截面承载力计算公式和适用条件与单筋矩形截面类似。当然，在实际设计中，T形截面受弯构件也不排除采用双筋截面的情形，此时考虑问题的方法无非是在单筋截面的基础上增加受压钢筋的作用。

1. T形截面的基本计算公式

1）两类T形截面的判别

根据受压区的高度不同，T形截面分为两类(图4.27)：①当混凝土受压区高度 $x \leqslant h_f'$ 时(亦即 $\xi \leqslant h_f'/h_0$ 时)，称为第一类T形截面；② $x > h_f'$ 时(亦即 $\xi > h_f'/h_0$ 时)，称为第二类T形截面。



(a) 第一类T形　(b) 第二类T形　(c) 判别图形

图4.27　T形截面的分类及判别图形

显然，第一类T形截面的受压区混凝土高度和面积较小，故与其压应力合力相平衡的受拉钢筋截面面积 A_s 较小，截面可承受的弯矩值也较小。而由第一类T形截面向第二类

T 形截面的过渡状态是 $x=h_f'$ 时的情形［图 4.27(c)］。此时，混凝土压应力的合力为 $\alpha_1 f_c b_f' h_f'$，该合力对受拉钢筋合力点的力矩为 $\alpha_1 f_c b_f' h_f'(h_0-0.5h_f')$，从而可得到一、二类 T 形截面的判别式如下。

★ 当进行截面设计时，若

$$M \leqslant \alpha_1 f_c b_f' h_f'(h_0-0.5h_f') \tag{4.16}$$

则为第一类 T 形截面，否则为第二类 T 形截面。

★ 在进行截面校核时，若

$$f_y A_s \leqslant \alpha_1 f_c b_f' h_f' \tag{4.17}$$

则为第一类 T 形截面，否则为第二类 T 形截面。式中 b_f' 为 T 形截面受压翼缘宽度，按表 4-6 的规定取值，h_f' 为受压翼缘高度。

2）第一类 T 形截面的计算

显然，第一类 T 形截面就是将宽度 b 取为 b_f' 的单筋矩形截面。计算时，可将式(4.9)和式(4.10)中的 b 改为 b_f'，而其余符号不变。由于此时受压区高度小，适用条件 $\xi \leqslant \xi_b$ 将自动满足而不必验算；但这时应注意最小配筋率的校核，即应满足 $A_s \geqslant \rho_{min} bh$ 以防止少筋破坏发生。

3）第二类 T 形截面的计算

这类 T 形截面的混凝土受压区进入腹板(图 4.28)，因而翼缘挑出部分的混凝土全部在受压区之内，其合力是已知的，且为 $\alpha_1 f_c(b_f'-b)h_f'$。

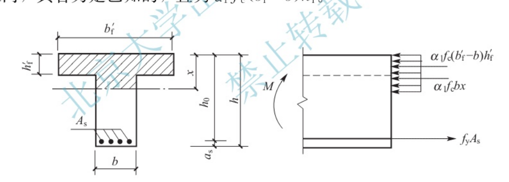


图 4.28　第二类 T 形截面计算图形

因此，第二类 T 形截面的计算就相当于在 $b \times h$ 的矩形截面的基础上，再考虑受压翼缘挑出部分截面的作用即可。利用平衡条件可得到

$$\sum x=0,\ 有\quad f_y A_s=\xi \alpha_1 f_c b h_0+\alpha_1 f_c(b_f'-b)h_f' \tag{4.18}$$

对受拉钢筋的合力点取矩，有

$$M \leqslant \xi(1-0.5\xi)\alpha_1 f_c b h_0^2+\alpha_1 f_c(b_f'-b)h_f'(h_0-0.5h_f') \tag{4.19}$$

式(4.18)、式(4.19)的适用条件是：$\xi \leqslant \xi_b$。

由于第二类 T 形截面的受拉钢筋面积较大，防止少筋破坏的条件自动满足而不必验算。

2. T 形截面设计

与矩形截面设计类似，T 形截面的设计也是在已知弯矩设计值、截面尺寸、材料强度

等基础上进行的。未知数为受拉钢筋面积A_s及基本未知数ξ。根据T形截面的判别及计算特点，截面设计的主要步骤是：①确定截面尺寸、材料强度等基本参数；②利用式(4.16)进行截面类型的判别；③根据判别结果利用式(4.10)或式(4.19)计算ξ，此时可参照式(4.11)直接列出计算式；④计算钢筋面积、选择钢筋(对二类T形，应先满足$\xi \leqslant \xi_b$的要求，若不满足应增加截面尺寸或按双筋T形重新设计；对一类T形，应在算出A_s的基础上验算最小配筋率)。

截面设计流程如图4.29所示。

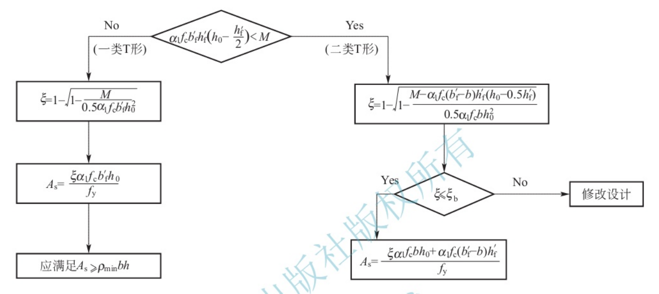


图4.29 T形截面配筋流程图

[例4-8] 已知某整浇肋形梁的计算跨度$l_0=6$m，梁纵肋净距$s_n=1.8$m，梁腹板宽$b=200$mm，梁高$h=450$mm，板厚$h_f'=80$mm，跨中截面承受均布荷载设计值产生的弯矩$M=143.6$kN·m。采用C25混凝土、HRB335级纵向受力钢筋，试求该梁跨中截面的钢筋面积A_s？($f_c=11.9$N/mm^2，$f_y=300$N/mm^2，$\xi_b=0.55$)。

[解] (1) 确定翼缘计算宽度b_f'。

取$a_s=35$mm，$h_0=h-a_s=450-35=415$(mm)，由表4-6中T形截面、肋形梁一栏得

① $l_0/3=6000/3=2000$(mm)；

② $b+s_n=200+1800=2000$(mm)；

③ $h_f'/h_0=80/415=0.19>0.1$，可不按此项选择故选$b_f'=2000$mm。

(2) 类型判断。

由式(4.16)得

$$f_c b_f' h_f'(h_0-0.5h_f')=11.9\times2000\times80\times(415-0.5\times80)=714(\text{kN}\cdot\text{m})>M$$

故为一类T形截面。

(3) 计算ξ。

$$\xi=1-\sqrt{1-\frac{M}{0.5f_c b_f' h_0^2}}=1-(1-143.6\times10^6/0.5\times11.9\times2000\times415^2)^{0.5}=0.0357$$

(4) 求A_s。

$$A_s=\xi f_c b_f' h_0/f_y=0.0357\times11.9\times2000\times415/300=1175(\text{mm}^2)>A_s \geqslant \rho_{min}bh$$

选 3 Φ 22(A_s=1140mm²)。

[例 4-9] 已知某 T 形截面梁尺寸如下：$b\times h=300\text{mm}\times700\text{mm}$，$b_f'=600\text{mm}$，$h_f'=120\text{mm}$，采用 C30 混凝土($f_c=14.3\text{N/mm}^2$)，HRB400 级钢筋($f_y=360\text{N/mm}^2$，$\xi_b=0.517$)，截面承受的弯矩设计值 $M=660\text{kN}\cdot\text{m}$，求纵向受拉钢筋面筋并配筋。

[解] 取 $a_s=35\text{mm}$，则 $h_0=h-a_s=700-35=665(\text{mm})$，$\alpha_1=1.0$。

(1) 判断。

$$f_cb_f'h_f'(h_0-0.5h_f')=14.3\times600\times120\times(665-0.5\times120)=622.9(\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$<M=660\text{kN}\cdot\text{m}$$

故为二类 T 形截面。

(2) 求 ξ。

在进行二类 T 形截面的截面设计时，因为 M 较大，故一般可考虑受拉钢筋双排布置，取 $a_s=60\text{mm}$，则 $h_0=h-a_s=700-60=640(\text{mm})$，有

$$\begin{aligned}\xi&=1-\sqrt{1-\frac{M-\alpha_1f_c(b_f'-b)h_f'(h_0-0.5h_f')}{0.5\alpha_1f_cbh_0^2}}\\&=1-\sqrt{1-\frac{660\times10^6-14.3\times(600-300)\times120\times(640-0.5\times120)}{0.5\times14.3\times300\times640^2}}\\&=0.233<\xi_b=0.517\end{aligned}$$

(3) 求 A_s。

$$\begin{aligned}A_s&=\frac{\xi\alpha_1f_cbh_0+\alpha f_c(b_f'-b)h_f'}{f_y}\\&=\frac{0.233\times14.3\times300\times640+14.3\times(600-300)\times120}{360}\\&=3207(\text{mm}^2)\end{aligned}$$

选 4 Φ 25+4 Φ 20(A_s=3220mm²)，截面配筋图如图 4.30 所示。其中，受拉钢筋①4 Φ 25 放在外侧，②4 Φ 20 放在内侧；架立钢筋③2 φ 12 按构造要求配置；箍筋④按后述的抗剪计算确定；由于梁的腹部高度较大，尚应配置腹部构造钢筋⑤和相应拉结钢筋⑥；翼缘挑出部分尚应配置钢筋⑦和⑧，其中⑧类同于板面负弯矩钢筋，间距可与梁中箍筋一致，⑦为分布钢筋。

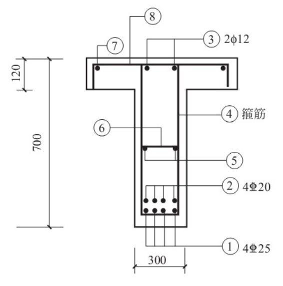


图 4.30　例 4-9 配筋

2. T 形截面校核

T 形截面校核的步骤是：①利用式(4.17)判别 T 形截面类型；②根据相应类型，用力的平衡公式计算 ξ；③用取矩公式计算受弯承载力，注意在超筋情形下($\xi>\xi_b$)应取 $\xi=\xi_b$ 进行计算。其校核流程如图 4.31 所示。

[例 4-10] 已知某 T 形梁截面尺寸 $b\times h=200\text{mm}\times400\text{mm}$，$b_f'=2000\text{mm}$，$h_f'=80\text{mm}$，采

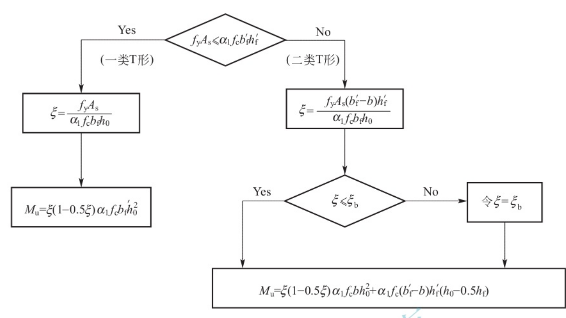


图 4.31　T 形截面受弯承载力校核流程图

用 C25 混凝土($f_c=11.9\text{N/mm}^2$)，配有 HPB235 级钢筋 3 Φ 20($f_y=210\text{N/mm}^2$，$A_s=942\text{mm}^2$，$\xi_b=0.614$)，要求该截面承受弯矩设计值 $M=70\text{kN}\cdot\text{m}$，试问此设计是否满足要求?

[解]　取 $a_s=35\text{mm}$，$h_0=h-a_s=400-35=365(\text{mm})$

(1) 判别类型。

$$f_yA_s=210\times942=197820(\text{N})<f_cb_f'h_f'=11.9\times2000\times80=1904000(\text{N})$$

为第一类 T 形截面。

(2) 求 ξ。

$$\xi=f_yA_s/(f_cb_f'h_0)=197820/(11.9\times2000\times365)=0.0228$$

(3) 求 M_u。

$$\begin{aligned}M_u&=\xi(1-0.5\xi)f_cb_f'h_0^2=0.0228\times(1-0.5\times0.0228)\times11.9\times2000\times365^2\\&=71.47(\text{kN}\cdot\text{m})>70\text{kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

故满足要求。

4.5 受弯构件剪弯段的受力特点

如前所述，受弯构件在弯矩作用下将出现垂直裂缝，垂直裂缝的发展导致正截面破坏，保证正截面承载力的主要措施是在构件内配置适当的纵向受力钢筋。而在受弯构件的支座附近区段，不仅有弯矩作用，同时还有较大的剪力作用，该区段称为剪弯段或剪跨(the shear span)。在剪力和弯矩的共同作用下，剪弯段内的主拉应力将使构件在支座附近的剪弯段内出现斜裂缝；斜裂缝的发展最终可能导致斜截面破坏(图 4.32)。与正截面破坏相比，斜截面破坏普遍具有脆性性质。

为了防止斜截面破坏的发生，应当使构件具有合理的截面尺寸和合理的配筋构造，并在梁中配置必要的箍筋(★板由于所受剪力很小，一般靠混凝土即足以抵抗，故一般不需要在板内配置箍筋)。当梁承受的剪力较大时，在优先采用箍筋的前提下，还可以利用梁

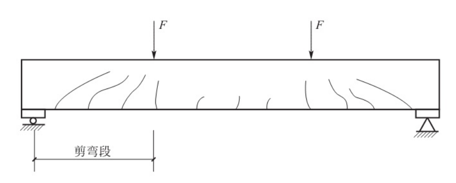


图 4.32　梁上剪弯段内的斜裂缝

内跨中的部分受拉钢筋在支座附近弯起以承担部分剪力，称之为弯起钢筋或斜筋。箍筋和弯起钢筋统称为腹筋(图 4.6)。

4.5.1　无腹筋梁

1. 无腹筋梁在集中荷载作用下的受力特点

在实际工程中，钢筋混凝土梁都配有箍筋，称为有腹筋梁。而在试验研究中，为了更清楚地了解剪弯段的受力性能，往往对不配箍筋的梁进行单独研究，这种梁称为无腹筋梁(beams without web reinforcement)。试验采用矩形截面简支梁，并施加对称的集中荷载。显然，在这种情况下(忽略梁的自重)，剪弯段内的剪力均匀分布，而弯矩图为斜直线(图 4.7)。

集中荷载的作用位置对剪弯段的受力有很大影响，通常把集中荷载至支座间的距离 a 称为剪跨，它与截面有效高度 h_0 之比称为剪跨比 λ：

$$\lambda = a/h_0 \tag{4.20}$$

在矩形截面简支梁的集中荷载 F 的作用位置，弯矩为 $M=Fa$，剪力为 $V=F$，显然，剪跨比 $\lambda=M/Vh_0$，它反映了集中荷载作用位置处的弯矩和剪力相对值的比例。对其他荷载(如均布荷载等)作用下的某一截面的 M/Vh_0，称为广义剪跨比。

1) 剪弯段内裂缝出现前

当施加的荷载较小时，剪弯段内处于弹性工作阶段，尚未出现裂缝，因此可以用材料力学的分析方法分析梁内各截面的应力状态，并可画出在荷载作用下的主应力迹线(如图 4.33 所示，其中实线为主拉应力迹线，虚线为主压应力迹线)。在截面 1－1 上的微元体 1、2、3 分别处于不同的应力状态：位于中和轴处的微元体 1，其正应力为零，剪应力最大，主拉应力 σ_{tp} 和主压应力 σ_{cp} 与梁轴线成 45°角；位于受压区的微元体 2，由于压应力的存在，主拉应力 σ_{tp} 减少，主压应力 σ 增大，主拉应力与梁轴线夹角大于 45°；位于受拉区的微元体 3，由于拉应力的存在，主拉应力 σ_{tp} 增大，主压应力 σ_{cp} 减小，主拉应力与梁轴线夹角小于 45°。对于匀质弹性体的梁来说，当主拉应力或主压应力达到材料的复合抗拉强度或抗压强度时，将引起构件截面的破坏。

对于钢筋混凝土梁，由于混凝土的抗拉强度很低，因此随着荷载的增加，当主拉应力值超过混凝土复合受力下的抗拉强度时，将首先在达到该强度的部位产生裂缝，其裂缝走向与主拉应力的方向垂直，故剪弯段的裂缝是斜裂缝。在通常情况下，斜裂缝往往是由梁底的弯曲裂缝发展而成的，称为弯剪型斜裂缝［图 4.33(c)］；当梁的腹板很薄或集中荷载

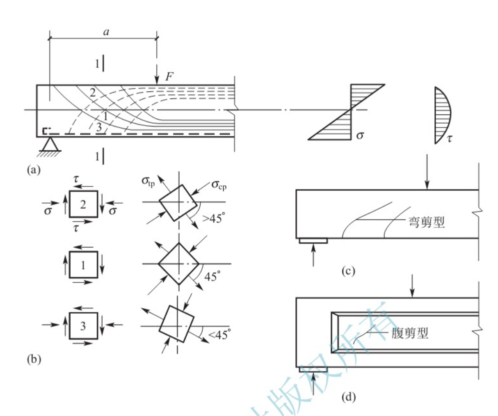


图 4.33 梁的应力状态和斜裂缝形态

至支座的距离很小时，斜裂缝可能首先在梁腹部出现，称为腹剪型斜裂缝［图 4.33(d)］。

2）斜裂缝出现后

随着荷载的增加，梁在剪跨内出现斜裂缝。现以斜裂缝 CB 为界，取出如图 4.34 所示的隔离体，其中 C 为斜裂缝起点，B 为该裂缝端点，斜裂缝上端截面 AB 称为剪压区。

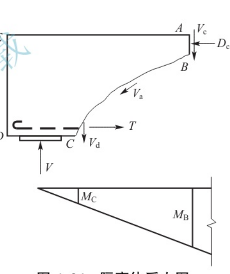


图 4.34 隔离体受力图

与剪力 V 平衡的力有：AB 面上的混凝土剪应力合力 V_c；由于开裂面 BC 两侧凹凸不平产生的骨料咬合力 V_a 的竖向分力；穿过斜裂缝的纵向钢筋在斜裂缝相交处的销栓力 V_d。

与弯矩 M 平衡的力矩主要是由纵向钢筋拉力 T 和 AB 面上混凝土压应力合力 D_c 组成的内力矩。

由于斜裂缝的出现，梁在剪弯段内的应力状态将发生很大变化，主要表现在：①开裂前的剪力是由全截面承担的，开裂后则主要由剪压区承担；同时，随着荷载的增大，斜裂缝宽度增加，骨料咬合力迅速减小，所能承担的剪力变小，因而混凝土剪应力大大增加，应力的分布规律也不同于斜裂缝出现前的情形。②混凝土剪压区面积因斜裂缝的出现和发展而减小，剪压区内的混凝土压应力也将大大增加。③与斜裂缝相交处的纵向钢筋应力，由于斜裂缝的出现而突然增大。因为该处的纵向钢筋拉力在斜裂缝出现前是由弯矩 M_c 决定的(图 4.34)，而在斜裂缝出现后，根据力矩平衡的概念，纵向钢筋的拉力 T 则是由斜裂缝端点处截面 AB 的弯矩 M_B 所决定，M_B 要比 M_c 大很多。④纵向钢筋拉应力的增大导致钢筋与混凝土间粘结应力增大，粘结应力的增大有可能导致沿纵向钢筋的粘结裂缝

[图 4.35(a)] 或撕裂裂缝 [图 4.35(b)] 的出现。

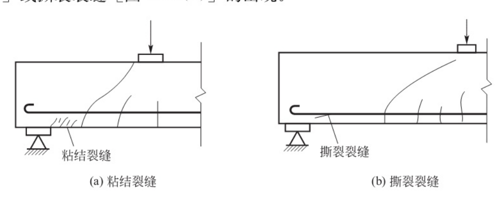


图 4.35　粘结裂缝和撕裂裂缝

所有这些受力特点，都不同于斜裂缝出现前的受力特点。

3）破坏阶段

当荷载继续增加后，随着斜裂缝条数的增多和裂缝宽度的变大，骨料咬合力下降；沿纵向钢筋的混凝土保护层也有可能被劈裂，钢筋的销栓力逐渐减弱；斜裂缝中的一条发展成为主要斜裂缝，称为临界斜裂缝，此时无腹筋梁的荷载绝大部分将由所形成的“拉杆拱”承担(图 4.36)：纵向钢筋成为拱的拉杆(但必须保证纵向钢筋的可靠锚固)，裂缝以上的混凝土成为拱体。混凝土拱体的破坏导致构件丧失承载能力。由于拱体的破坏位置和破坏原因不同，破坏形态也不同。

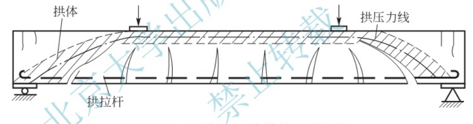


图 4.36　无腹筋梁的拱体受力机制

4）破坏形态

大量试验结果表明：无腹筋梁的斜截面剪切破坏主要有 3 种形态。①斜拉破坏 [图 4.37(a)]：当剪跨比 λ 较大时(一般 $\lambda>3$)，斜裂缝一旦出现，便迅速向集中荷载作用点延伸，并很快形成临界斜裂缝，梁随即破坏。整个破坏过程急速而突然，破坏荷载与出现斜裂缝时的荷载相当接近，破坏前梁的变形很小，并且往往只有一条斜裂缝。这种破坏是拱体混凝土被拉坏，破坏具有明显的脆性。②剪压破坏 [图 4.37(b)]：当剪跨比适中(一般 $1<\lambda\leqslant3$)时，常发生本节 3)中所描述的斜裂缝发展过程。斜裂缝中的某一条发展成为临界斜裂缝后，荷载的增加使临界斜裂缝向荷载作用点缓慢发展，导致混凝土剪压区高度的不断减小，最后在剪应力和压应力的共同作用下，剪压区混凝土被压碎(拱顶破坏)，梁发生破坏，丧失承载能力。这种破坏有一定的预兆，破坏荷载较出现斜裂缝时的荷载为高。但与适筋梁的正截面破坏相比，剪压破坏仍属于脆性破坏。破坏时纵向钢筋拉应力往往低于其屈服强度。③斜压破坏 [图 4.37(c)]：这种破坏发生在剪跨比很小(一般 $\lambda\leqslant1$)或腹板宽度较窄的 T 形梁和 I 形梁上。其破坏过程是：首先在荷载作用点与支座间的梁腹部出现若干条平行的斜裂缝(即腹剪型斜裂缝)；随着荷载的增加，梁腹被这些斜裂缝分割为若干斜向“短柱”，最后因柱体混凝土被压碎而破坏。这实际上是拱体的混凝土

被压坏。斜压破坏的破坏荷载很高，但变形很小，亦属于脆性破坏。

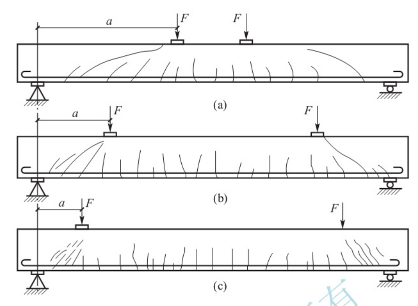


图 4.37 斜截面的破坏形态

除上述主要的斜截面剪切破坏形态外，还有可能发生纵向钢筋在梁端锚固不足而引起的锚固破坏(即拱拉杆破坏)或混凝土局部受压破坏，也有可能发生斜截面弯曲破坏(后述)。

2. 无腹筋梁在均布荷载作用下的受力特点

在均布荷载作用下，剪跨内梁的受力特点与集中荷载作用下的梁有所不同。它不存在剪力和弯矩同时达到最大值的截面，斜截面破坏位置往往发生在弯矩和剪力值都偏大的某一截面处。破坏荷载高于集中荷载作用下发生剪压破坏时的荷载。

3. 影响无腹筋梁斜截面受剪承载力的主要因素

对于无腹筋梁，影响其斜截面受剪承载力的主要因素有剪跨比、混凝土强度等级、纵向受拉钢筋配筋率及截面尺寸效应等。

1）剪跨比

剪跨比是集中荷载作用下影响梁斜截面受剪承载力的一个主要因素。当剪跨比在一定范围内变化时，随着剪跨比的增加，斜截面受剪承载力降低。

2）混凝土强度等级

从斜截面剪切破坏的几种主要形态可知，斜拉破坏主要取决于混凝土的抗拉强度，剪压破坏和斜压破坏则主要取决于混凝土的抗压强度。因此，在剪跨比和其他条件相同时，斜截面受剪承载力随混凝土强度的提高而增大。试验表明，受剪承载力与混凝土抗拉强度的关系大致呈线性关系。

3）纵向受拉钢筋配筋率

在其他条件相同时，纵向钢筋配筋率越大，斜截面承载力也越大。试验表明，两者也大致呈线性关系。这是因为，纵筋配筋率越大时则破坏时的剪压区高度也大，从而提高了混凝土的抗剪能力；同时，纵筋可以抑制斜裂缝的开展，增大斜裂面间的骨料咬合作用；纵筋本身的横断面也能承受少量剪力(即销栓力)。

根据试验分析，纵同受拉钢筋的配筋率 ρ 对无腹筋梁受剪承载力 V_c 的影响可用系数

$\beta_\rho=0.7+20\rho$ 来表示；通常在 ρ 大于 1.5%时，影响才较为明显。

4）截面尺寸和截面形状的影响

截面尺寸效应的影响可用系数 $\beta_h=(800/h_0)^{0.25}$ 来表示。当截面有效高度 h_0 超过 2000mm 后，其受剪承载力还会有所降低。而 T 形、I 形截面梁的受剪承载力则略高于同样高度的矩形截面梁。

4.5.2　配有箍筋的梁

1. 剪力传递机理

在梁内配置箍筋可以有效地提高梁的斜截面受剪承载力。箍筋最有效的布置方式是与梁腹中的主拉应力方向一致，但不同的荷载组合会使主拉应力方向改变，斜放的箍筋也使施工不便。故一般将箍筋与梁轴线成 90°布置。

在斜裂缝出现前，箍筋中的应力很小，剪力主要由混凝土传递；斜裂缝出现后，与斜裂缝相交的箍筋应力增大，箍筋发挥作用。箍筋与纵筋及斜裂缝之间的混凝土块体形成“桁架体系”，共同把剪力传递到支座上（图 4.38）。此时，箍筋成为桁架的受拉腹杆，斜裂缝之间的混凝土块体形成斜压杆，成为桁架的受压腹杆，纵向受拉钢筋成为桁架的受拉弦杆，剪压区混凝土则成为桁架的受压弦杆。这种剪力传递的机理称为“桁架机理”（the truss mechanism）。

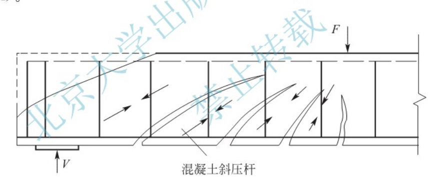


图 4.38　有腹筋梁的剪力传递

2. 配箍筋梁的斜截面破坏形态

配置箍筋的梁，其斜截面破坏形态与无腹筋梁的破坏形态相类似。

1）斜拉破坏

当配箍率 ρ_{sv} 太小或箍筋间距太大并且剪跨比 λ 也较大时，易发生斜拉破坏。破坏特征与无腹筋梁的相同，破坏时箍筋被拉断。

2）斜压破坏

当配置的箍筋太多或剪跨比很小（$\lambda<1$）时，将发生斜压破坏。其破坏特征是混凝土斜向柱体被压碎，而箍筋不会屈服。

3）剪压破坏

当配置的箍筋适量且剪跨比介于斜压破坏和斜拉破坏的剪跨比之间时，将发生剪压破坏。★剪压破坏的破坏特征是箍筋受拉屈服，剪压区混凝土被压碎，斜截面受剪承载力随配箍率 ρ_{sv} 及箍筋强度的提高而增大。

4.6 受弯构件受剪承载力计算公式

4.6.1 无腹筋梁的受剪承载力

1. 集中荷载作用下的受剪承载力

根据收集到的在集中荷载作用下的无腹筋简支浅梁、无腹筋简支短梁、无腹筋简支深梁以及无腹筋连续浅梁、无腹筋连续深梁的众多试验数据，考虑到影响无腹筋梁受剪承载力的主要因素，如：混凝土抗拉强度 f_t、剪跨比 λ、纵向受拉钢筋配筋率 ρ 和截面高度尺寸效应等，得出无腹筋梁在集中荷载作用下受剪承载力 V_c 的偏下值的计算公式为

$$V_c=\frac{1.75}{\lambda+1}\beta_h\beta_\rho f_t bh_0 \tag{4.21}$$

式中 λ——剪跨比，$\lambda=a/h_0$，其适用范围为：$0.25\leqslant\lambda\leqslant3.0$，对高跨比不小于 5 的受弯构件，其适用范围为 $1.5\leqslant\lambda\leqslant3.0$；

β_h、β_ρ——分别反映尺寸效应影响和纵向钢筋影响的系数(见前述)。

2. 均布荷载作用下的受剪承载力

影响均布荷载作用下无腹筋梁受剪承载力的因素与集中荷载作用下的基本相同。根据收集到的大量的均布荷载作用下无腹筋简支浅梁、无腹筋简支短梁、无腹筋简支深梁以及无腹筋连续浅梁的试验数据的分析，得到承受均布荷载为主的无腹筋一般受弯构件受剪承载力 V_c 偏下值的计算公式为

$$V_c=0.7\beta_h\beta_\rho f_t bh_0 \tag{4.22}$$

3. 公式的简化和应用

前面已经提及，一般的钢筋混凝土梁都要配置箍筋。但板类受弯构件一般是不配箍筋的。对于不配箍筋的一般板类受弯构件，其斜截面受剪承载力应符合下述规定：

$$V\leqslant0.7\beta_h f_t bh_0 \tag{4.23}$$

式中 V——构件斜截面上的最大剪力设计值；

β_h——截面高度影响系数，$\beta_h=(800/h_0)^{0.25}$，当 $h_0\leqslant800$mm 时，取 $\beta_h=1.0$；当 $h_0>2000$mm 时，取 $h_0=2000$mm；

f_t——混凝土轴心抗拉强度设计值。

式(4.23)实际上是式(4.22)的简化，即将式(4.22)中的 β_ρ 取为 1.0。因为只有在纵向受拉钢筋配筋率 $\rho>1.5\%$时，其对受剪承载力的影响才较为明显，故在计算公式中没有列入(偏于安全)。

对矩形、T 形和 I 形截面的一般梁，当满足下列公式要求时［即将式(4.23)中 β_h 取 1.0］:

$$V\leqslant0.7f_t bh_0 \tag{4.24}$$

或对集中荷载作用下的独立梁，当满足下列公式要求时［即将式(4.21)中 β_h 及 β_ρ 取 1.0］:

$$V\leqslant\frac{1.75}{\lambda+1}f_t bh_0 \tag{4.25}$$

均可不进行斜截面受剪承载力计算。

但是，当截面高度 $h>300\text{mm}$ 时，应沿梁全长设置箍筋；当截面高度 $h=150\sim300\text{mm}$ 时，则可仅在构件端部各 1/4 跨度范围内设置箍筋；但若在构件中部 1/2 跨度范围内有集中荷载作用时，则应沿梁全长设置箍筋，目的是避免斜裂缝突然形成可能导致的斜拉破坏。只有当截面高度 $h<150\text{mm}$ 时，才可不设箍筋。箍筋的直径、间距等应满足相应的构造要求。

4.6.2 有腹筋梁的斜截面受剪承载力

在配置有箍筋的梁中，箍筋不仅作为桁架的受拉腹杆承受斜裂缝截面的部分剪力，使斜裂缝顶部混凝土负担的剪力得以减轻，而且还能抑制斜裂缝的开展，延缓沿纵筋方向的粘结裂缝的发展，使骨料咬合力和纵筋销栓力有所提高。因此，箍筋对提高梁斜截面受剪承载力的作用是多方面的。

1. 仅配箍筋抗剪时的梁

由于剪压破坏时的受剪承载力变化范围较大，故设计时要进行必要的计算。★《规范》以剪压破坏的受力特征作为建立计算公式的基础。

在有腹筋梁斜截面受剪承载力计算中，可采用无腹筋梁混凝土所承担的剪力 V_c 和箍筋承担的剪力 V_s(实际上 V_s 包括了前述的箍筋综合作用)两项相加的形式：

$$V_{cs}=V_c+V_s$$

其中，V_c 采用式(4.24)和式(4.25)的右端项，此时不再考虑 β_h 的影响(截面高度影响)并略去 β_ρ 的作用(纵向钢筋的作用)。而 V_s 可统一写为

$$V_s=f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0$$

则对矩形、T 形和 I 形截面的一般受弯构件，当仅配置箍筋时，其受剪承载力为

$$V_{cs}=0.7f_tbh_0+f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0 \tag{4.26}$$

式中 V_{cs}——构件斜截面上混凝土和箍筋的受剪承载力设计值；

A_{sv}——配置在同一截面内各肢箍筋的全部截面面积，$A_{sv}=nA_{sv1}$；此处，n 为在同一截面内箍筋的肢数，A_{sv1} 为单肢箍筋的截面面积；

s——沿构件长度方向的箍筋间距；

f_{yv}——箍筋抗拉强度设计值，一般可取 $f_{yv}=f_y$，但不大于 360N/mm^2。

对在集中荷载下(包括作用有多种荷载，其中集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占总剪力值的 75%以上的情况)的独立梁，应采用下列公式：

$$V_{cs}=\frac{1.75}{\lambda+1}f_tbh_0+f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0 \tag{4.27}$$

式中 λ——计算截面的剪跨比，可取 $\lambda=a/h_0$，a 为集中荷载作用点至支座或节点边缘的距离；当 $\lambda<1.5$ 时，取 $\lambda=1.5$，当 $\lambda>3$ 时，取 $\lambda=3$；在集中荷载作用点至支座之间的箍筋，应均匀配置。

从式(4.26)和式(4.27)的比较可知：两式中的第 1 项表示的是无腹筋梁的混凝土受剪承载力，两式中的第 2 项则可以理解为由于箍筋的综合作用而使受剪承载力得到提高的部分。

2. 同时配置箍筋和弯起钢筋抗剪时的梁

1）弯起钢筋的作用

与斜裂缝相交的弯起钢筋起着与箍筋相似的作用，采用弯起钢筋也是提高梁斜截面受剪承载力的一种常用配筋方式。弯起钢筋通常由跨中的部分纵向受拉钢筋在支座附近直接弯起，也可单独配置(称为鸭筋，后述)。

2）弯起钢筋的受剪承载力

同时配置箍筋和弯起钢筋时，梁的受剪承载力除V_{cs}外，还有弯起钢筋的受剪承载力V_{sb}(图4.39)。由于与斜裂缝相交的弯起钢筋在靠近剪压区时，弯起钢筋有可能达不到受拉屈服强度，因此弯起钢筋所能承担的剪力V_{sb}取为

$$V_{sb}=0.8f_yA_{sb}\sin\alpha \tag{4.28}$$

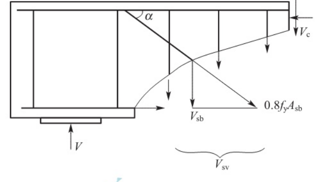


图4.39 抗剪计算模式

式中 V_{sb}——与斜裂缝相交的弯起钢筋受剪承载力设计值；

f_y——弯起钢筋的抗拉强度设计值；

A_{sb}——弯起钢筋的截面面积；

α——弯起钢筋与梁轴线夹角，一般取45°，当梁高$h>800$mm时取60°；

0.8——应力不均匀系数，用来考虑靠近剪压区的弯起钢筋在斜截面破坏时，可能达不到钢筋抗拉强度设计值。

4.7 梁按斜截面受剪承载力的设计计算

4.7.1 计算公式的适用范围

与受弯构件正截面受弯承载力计算公式只适用于适筋破坏类似，受弯构件的斜截面受剪承载力计算公式(4.26)～式(4.28)也仅适用于剪压破坏的情况。为了防止斜压破坏和斜拉破坏的发生，也要规定相应的适用条件。《规范》规定了剪力设计值的上限，用以防止斜压破坏发生；规定了箍筋配置的构造要求，用以防止斜拉破坏。

1. 上限值——最小截面尺寸

当发生斜压破坏时，梁腹的混凝土被压碎、箍筋不屈服，其受剪承载力主要取决于构件的腹板宽度、梁截面高度及混凝土强度。因此，只要保证构件截面尺寸不是太小，就可防止斜压破坏的发生。《规范》规定，梁的最小截面尺寸应满足下列要求。

对于一般梁$\left(\frac{h_w}{b}\leqslant 4\text{时}\right)$，取

$$V\leqslant 0.25\beta_c f_c bh_0 \tag{4.29a}$$

对于薄腹梁等构件($h/b\geqslant 6$时)，为了控制使用荷载下的斜裂缝宽度，应从严取

$$V \leqslant 0.2\beta_c f_c b h_0 \tag{4.29b}$$

式中 V——构件斜截面上的最大剪力设计值；

β_c——混凝土强度影响系数：当混凝土强度等级不超过C50时，取$\beta_c=1.0$，当混凝土强度等级为C80时，取$\beta_c=0.8$，其间按线性内插法取用；

b、h_w——梁截面的腹板宽度和腹板高度，按图4.40取用。

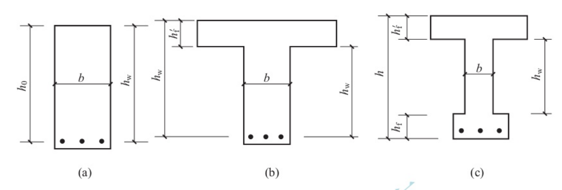


图4.40　梁的腹板宽度和高度取值

显然，对矩形截面，$h_w=h_0$；对T形截面，$h_w=h_0-h'_f$；对I形截面$h_w=h-h'_f-h_f$。

在设计中，如果不满足式(4.29)的条件时，应加大构件截面尺寸或提高混凝土强度等级，直到满足为止。对于T形或I形截面的简支受弯构件，当有实践经验时，式(4.29a)的系数可改用0.3。

2. 下限值——最小配箍率和箍筋最大间距

试验表明，若箍筋的配筋率(简称为配箍率)ρ_{sv}过小或箍筋间距s过大、直径太细，则在剪跨比较大时一旦出现斜裂缝，可能使箍筋迅速屈服甚至拉断，导致斜裂缝急剧开展，发生斜拉破坏。此外，若箍筋直径过小，也不能保证钢筋骨架的刚度。因此，最小配箍率、箍筋最大间距和箍筋最小直径的规定是梁中配箍设计的最基本的构造规定。

1) 最小配箍率

《规范》规定：当$V>V_c$时，配箍率应满足最小配箍率要求，即

$$\rho_{sv}=\frac{A_{sv}}{bs} \geqslant \rho_{sv,min}=0.24\frac{f_t}{f_{yv}} \tag{4.30}$$

而当采用最小配箍率$\rho_{sv,min}$配置梁中箍筋时，则由式(4.26)和式(4.27)可分别算得

$$V_{cs}=0.94 f_t b h_0 \quad \text{(一般受弯构件)} \tag{4.31}$$

或

$$V_{cs}=\left(\frac{1.75}{\lambda+1}+0.24\right) f_t b h_0 \quad \text{(集中荷载下独立梁)} \tag{4.32}$$

2) 梁中箍筋的最大间距

为了防止斜拉破坏，《规范》规定梁中箍筋的间距不宜超过梁中箍筋的最大间距s_{max}(表4-7)。

表4-7　梁中箍筋最大间距s_{max}(mm)

梁高 h/mm	$150<h\leqslant300$	$300<h\leqslant500$	$500<h\leqslant800$	$h>800$
$V\leqslant0.7f_tbh_0$	200	300	350	400
$V>0.7f_tbh_0$	150	200	250	300

3) 箍筋最小直径

梁中箍筋的直径不宜小于《规范》规定的最小直径(表 4-8)。

表 4-8 梁中箍筋最小直径

梁高 h/mm	$h \leqslant 800$	$h > 800$
箍筋最小直径/mm	6	8

注:梁中配有计算需要的纵向受压钢筋时,箍筋直径尚不应小于 $d/4$(d 为纵向受压钢筋的最大直径)。

★ 因此,在梁斜截面受剪承载力计算中,若剪力设计值 V 介于 V_c [式(4.24)和式(4.25)] 及式(4.31)或式(4.32)的计算值之间时,可直接由式(4.30)求出箍筋截面面积,并同时满足箍筋间距要求(表 4-7)及箍筋最小直径的要求(表 4-8)即可,而不必用公式(4.26)或式(4.27)进行计算。反之,若值大于式(4.31)或式(4.32)的计算值,则计算出的箍筋面积肯定满足最小配箍率的要求。

4.7.2 计算位置

在计算梁斜截面受剪承载力时,其计算位置有支座边缘处截面、弯起钢筋弯起点处截面、箍筋截面面积或间距改变处截面、腹板宽度改变处截面等处,它们是构件中剪力设计值最大的地方或是抗剪的薄弱环节(图 4.41)。

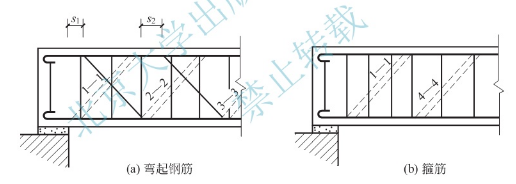


图 4.41 斜截面受剪承载力计算位置

1. 支座边缘处截面

支座截面(图 4.41 中的 1—1 截面)承受的剪力值最大。在用力学方法计算支座反力即支座剪力时,跨度一般是算至支座中心。但由于支座与构件连接在一起,可以共同承受剪力,因此受剪控制截面应是支座边缘截面。故计算支座截面剪力设计值时,跨度取净跨长度(即算至支座内边缘处)。用支座边缘的剪力设计值确定第一排弯起钢筋和 1—1 截面的箍筋。

2. 弯起钢筋弯起点处截面

图 4.41 中 2—2 截面和 3—3 截面是受拉区弯起钢筋弯起点处截面。在 2—2 截面处,由于该处弯起的钢筋只能抵抗 1—1 截面剪力,该截面可能成为抗剪的薄弱环节,需要进行判断或计算(3—3 截面类似)。

3. 箍筋截面面积或间距改变处截面

箍筋截面面积或间距改变处截面,如图 4.41 中的 4—4 截面,要根据该处剪力进行抗

剪承载力计算，以确定该改变的具体数字。

4. 腹板宽度改变处截面

因为抗剪承载力 V_c 的大小与腹板宽度 b 有关，故腹板宽度改变处截面也应进行计算。

在上述截面处，计算时应取其相应区段内的最大剪力值作为剪力设计值。具体做法详见例题。

在设计时，弯起钢筋距支座边缘距离 s_1 及弯起钢筋之间的距离 s_2 [图 4.41(a)] 均不应大于箍筋的最大间距，以保证可能出现的斜裂缝与弯起钢筋相交。作为设计习惯，s_1 和 s_2 均可取 50mm，自然满足要求。

4.7.3 设计计算步骤

在钢筋混凝土梁的设计计算中，一般先由梁的高跨比、高宽比等构造要求确定截面尺寸，选择混凝土强度等级及钢筋级别，进行正截面受弯承载力计算以确定纵向钢筋用量，然后进行斜截面受剪承载力设计计算。斜截面受剪承载力的设计计算步骤总称为“三步曲”即①截面尺寸验算；②构造要求检查，可否仅按构造配箍；③按计算和(或)构造选择腹筋。以下用框图形式给出设计步骤(图 4.42)。

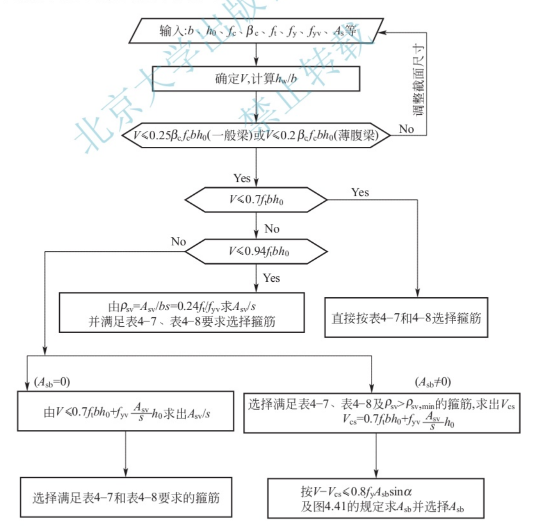


图 4.42 有腹筋梁斜截面设计计算框图

该框图表示的是矩形、T形和I形截面的一般受弯构件受剪承载力的计算过程。对于集中荷载下(包括作用有多种荷载，其中集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占总剪力值的75%以上的情况)的独立梁的计算，可将$1.75/(\lambda+1)$取代混凝土项系数0.7，将判断框$V\leqslant 0.94 f_t bh_0$改为$\left(\frac{1.75}{\lambda+1}+0.24\right)f_t bh_0$，即可得出相应的斜截面受剪承载力计算框图。

4.7.4 计算例题

梁斜截面受剪计算中遇到的也是截面选择和承载力校核两类问题。这两类问题也都包括计算和构造两方面的内容。构造方面的内容，除前面提到的箍筋的基本构造要求外，还要在后面进一步论述。

以下举例说明两类问题的计算方法。

[**例4-11**] 某钢筋混凝土矩形截面简支梁，两端支承在砖墙上，净跨度$l_n=3660$mm(图4.43)；截面尺寸$b\times h=200\text{mm}\times 500\text{mm}$。该梁承受均布荷载，其中恒荷载标准值$g_k=25$kN/m(包括自重)，活荷载标准值$q_k=42$kN/m，活荷载的荷载分项系数1.4；混凝土强度等级为C25($f_c=11.9\text{N/mm}^2$，$f_t=1.27\text{N/mm}^2$)，箍筋为HPB235级钢筋($f_{yv}=210\text{N/mm}^2$)，按正截面受弯承载力计算已选配HRB335级钢筋3Φ25为纵向受力钢筋($f_y=300\text{N/mm}^2$)。试根据斜截面受剪承载力要求确定腹筋。

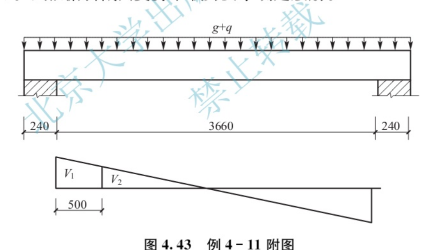


图4.43 例4-11附图

[**解**] 取$a_s=35$mm，$h_0=h-a_s=500-35=465$(mm)

(1) 计算剪力设计值。

支座边缘处：

$$V_1=\frac{1}{2}(\gamma_G g_k+\gamma_Q q_k)l_n=0.5(1.2\times 25+1.4\times 42)\times 3.66=162.50(\text{kN})$$

(2) 复核梁截面尺寸。

$$h_w=h_0=465\text{mm}$$

$h_w/b=465/200=2.3<4$，属一般梁，$\beta_c=1.0$，则

$$0.25f_c bh_0=0.25\times 11.9\times 200\times 465=276.68(\text{kN})>162.5\text{kN}$$

故截面尺寸满足要求。

(3) 可否按构造配箍。

$$0.7f_tbh_0=0.7\times1.27\times200\times465=82677(\text{N})<162.5\text{kN}$$

$$0.94f_tbh_0=111.02(\text{kN})<162.5\text{kN}$$

应按计算公式配置腹筋，且肯定满足最小配箍率的条件。

(4) 腹筋计算。

配置腹筋有两种办法，一种是只配箍筋，另一种是配置箍筋并配置弯起钢筋，计算时，一般都是优先选择箍筋。下面分述两种方法，以便于读者掌握。

① 仅配箍筋：由式(4.26)得

$$\frac{nA_{sv1}}{s}\geqslant\frac{V-0.7f_tbh_0}{f_{yv}h_0}=\frac{162500-82677}{210\times465}=0.817$$

选用双肢箍筋φ 8($A_{sv1}=50.3\text{mm}^2$)，则 $s\leqslant2\times50.3/0.817=123.1(\text{mm})$

取 $s=120\text{mm}$，满足计算要求及表 4-7、表 4-8 的构造要求。其配筋如图 4.44(a)所示。

② 配置箍筋和弯起钢筋。

先选择满足构造要求(表 4-7 及表 4-8)的箍筋，直径≥6mm；间距 $s\leqslant200\text{mm}$，且

$$\rho_{sv,\min}=0.24\frac{f_t}{f_{yv}}=0.24\times\frac{1.27}{210}=0.145\%$$

初选φ 8@200 双肢箍，则

$$\rho_{sv}=nA_{sv1}/bs=2\times50.3/(200\times200)=0.251\%$$

满足。

有 $V_{cs}=0.7f_tbh_0+f_{yv}\dfrac{A_{sv}}{s}h_0=82677+210\times2\times50.3\times465/200=131795(\text{N})$

由式(4.28)，并取弯起钢筋与梁轴线夹角 $\alpha=45°$，有

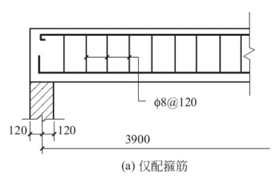
$$V_1-V_{cs}\leqslant0.8f_yA_{sb}\sin\alpha$$

$$A_{sb}=(162500-131795)/(0.8\times300\times0.707)=181(\text{mm}^2)$$

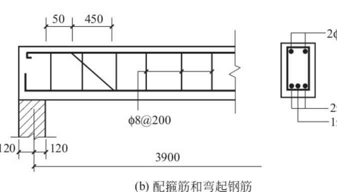
选纵向受力钢筋 1Φ25 在支座附近弯起，$A_{sb}=491\text{mm}$；它作为第一排弯起钢筋，弯终点距支座边的距离 s_1 应不超过箍筋最大间距（参见图 4.41），取 $s_1=50\text{mm}$，该弯起钢筋水平投影长度 $s_b=h-50=450\text{mm}$，则斜截面 2—2 的剪力设计值可由相似三角形关系得出

$$V_2=V_1\left[1-\frac{50+450}{0.5\times3660}\right]=162500\times0.727=118138(\text{N})<V_{cs}$$

故不需要第二排弯起钢筋。其配筋如图 4.44(b)所示。



(a) 仅配箍筋



(b) 配箍筋和弯起钢筋

图 4.44 例 4-11 梁配筋图

[例 4-12] 某钢筋混凝土矩形截面简支梁承受荷载设计值如图 4.45 所示。其中集中

荷载 $F=92kN$，均布荷载 $g+q=7.5kN/m$（包括自重）。梁截面尺寸 $b\times h=250mm\times 600mm$，配有纵筋 4Φ25，混凝土强度等级为 C25，箍筋为 HPB300 级钢筋，试求所需箍筋数量并绘配筋图。

［解］（1）已知条件。

混凝土 C25，$f_c=11.9N/mm^2$；$f_t=1.27N/mm^2$；$\beta_c=1.0$；HPB300 级钢箍，$f_{yv}=270N/mm^2$；取 $a_s=40mm$，$h_0=h-a_s=600-40=560(mm)$。

（2）计算剪力设计值，剪力图如图 4.45 所示。

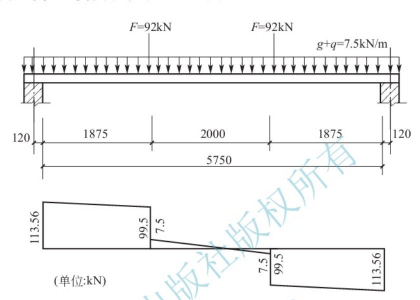


图 4.45 例 4-12 附图

在支座边缘处

$$V=0.5(g+q)l_n+F=0.5\times 7.5\times 5.75+92=113.56(kN)$$

集中荷载对支座截面产生剪力 $V_F=92kN$，则有 $92/113.56=81\%>75\%$，故对该矩形截面简支梁应考虑剪跨比的影响，剪跨 $a=1875+120=1995(mm)$。

$$\lambda=\frac{a}{h_0}=\frac{1.995}{0.56}=3.56>3.0，取\ \lambda=3.0$$

（3）复核截面尺寸。$h_w=h_0=560mm$，$h_w/b=560/250=2.24<4$ 属一般梁。

$$0.25f_cbh_0=0.25\times 11.9\times 250\times 560=416.5kN>113.56kN$$

截面尺寸符合要求。

（4）判断可否按构造配箍。

$$\frac{1.75}{\lambda+1}f_tbh_0=\frac{1.75}{3+1}\times 1.27\times 250\times 560=77.79(kN)<V$$

$$\left(\frac{1.75}{\lambda+1}+0.24\right)f_tbh_0=120.46(kN)>V$$

故可选择同时满足 $s\leqslant s_{max}$，s_{max} 为箍筋最小直径、最小配筋率的箍筋。

则有
$$\frac{A_{sv}}{bs}\geqslant\rho_{sv,min}=0.24\frac{f_t}{f_{yv}}$$

$$\frac{A_{sv}}{s} \geqslant 0.24 \times 250 \times 1.27/270 = 0.282$$

由表 4-8 取φ 8 双肢箍($n=2$，$A_{sv1}=50.3\text{mm}^2$)，得

$$s \leqslant \frac{2 \times 50.3}{0.282} = 356(\text{mm})$$

选 $s=200\text{mm}<s_{max}$，箍筋沿梁全长均匀配置，梁配筋如图 4.46 所示。

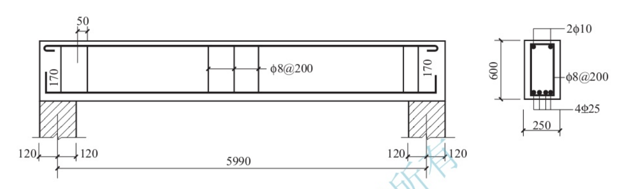


图 4.46　例 4-12 梁配筋图

4.8 纵向钢筋的弯起、锚固、截断及箍筋构造要求

在剪力和弯矩共同作用下产生的斜裂缝，还会导致与其相交的纵向钢筋的拉力增加，可能引起沿斜截面的受弯承载力不足及锚固不足的破坏，因此在设计中除了保证梁的正截面受弯承载力和斜截面受剪承载力外，在考虑纵向钢筋弯起、截断及钢筋锚固时，还需要在构造上采取措施，保证梁的斜截面受弯承载力不低于正截面受弯承载力，保证钢筋的可靠锚固。

4.8.1　正截面受弯承载力图(材料图)的概念

所谓正截面受弯承载力图，是指按实际配置的纵向钢筋绘制的梁上各正截面所能承受的弯矩图。它反映了沿梁长各正截面上的抗力(受弯承载力)，也简称为材料图。图中竖标所表示的正截面受弯承载力设计值 M_u 简称为抵抗弯矩。

1. 材料图的作法

按梁正截面受弯承载力计算的纵向受力钢筋是以同符号弯矩区段内的最大弯矩为依据求得的，该最大弯矩处的截面称为控制截面。

以单筋矩形截面为例，若在控制截面处实际选定的纵向受拉钢筋面积为 A_s，则由受弯承载力计算公式可知

$$M_u = f_y A_s (1-0.5\xi) h_0 \tag{4.33}$$

将 $\xi = \dfrac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c b h_0}$ 代入式(4.33)，则有

$$M_u=f_yA_sh_0-\frac{0.5f_y^2}{\alpha_1f_cb}A_s^2$$

或

$$\frac{M_u}{\alpha_1f_cbh_0^2}=\rho\frac{f_y}{\alpha_1f_c}\left(1-0.5\rho\frac{f_y}{\alpha_1f_c}\right) \tag{4.34}$$

可见，抵抗弯矩 M_u 与钢筋截面面积(或配筋率)为二次曲线关系(图 4.47)。

在作材料图时，可用式(4.34)求 M_u。在控制截面，各钢筋按其面积的大小(不同规格的钢筋按 f_yA_s 的大小)分担弯矩；在其余截面，当钢筋面积减少时(如弯起或截断部分钢筋)，抵抗弯矩可假定按比例减少(由图 4.47 可知：随着钢筋面积按比例的减少，M_u 的减少速度要慢些，二者不成正比；按这个假定作材料图将偏于安全且大为方便)。

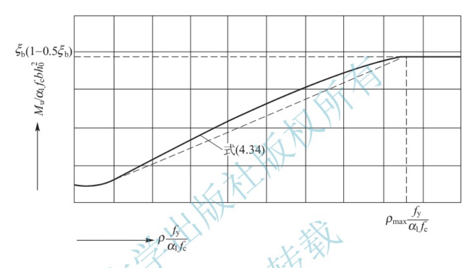


图 4.47 抵抗弯矩与配筋的关系

根据上述概念，下面具体说明材料图的作法。

(1) 纵向受拉钢筋全部伸入支座。

当纵向受拉钢筋全部伸入支座时，显然梁中各截面的 M_u 相同，此时的材料图为一平直线。以例 4-11 为例，该梁是均布荷载作用下的简支梁(设计弯矩图为抛物线)，跨中(控制截面)弯矩设计值 $M=168.63\text{kN}\cdot\text{m}$，据此算得 $A_s=1527\text{mm}^2$；当配置纵筋 3Φ25 时，$A_s=1473\text{mm}^2$，与计算值相差 −3.1%，可近似取 $M_u=M$，则每根纵筋可分担的弯矩为 $M_u/3$；全部纵筋伸入支座时的材料图为图 4.48 中的直线 aeb。

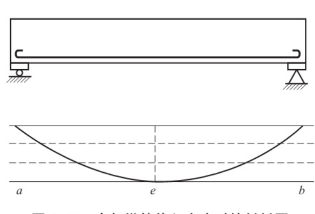


图 4.48 全部纵筋伸入支座时的材料图

(2) 部分纵向受拉钢筋弯起。

在例 4-11 中确定抗剪的箍筋和弯起钢筋时，考虑 1Φ25 在离支座的 C 点弯起(该点到支座的距离为 500mm)；在该钢筋弯起后，其内力臂逐渐减小，因而它的抵抗弯矩变小直至等于零。假定该钢筋弯起后与梁轴线(取 1/2 梁高位置)的交点为 D，过 D 点后不再考虑该钢筋承受弯矩，则 CD 段的材料图为斜直线 cd(图 4.49)。

(3) 部分纵向受拉钢筋截断。

在图 4.50 中，假定纵筋①抵抗控制截面 $A—A$ 的部分弯矩(图中纵坐标 ef)，则 $A—A$ 为①筋强度的充分利用截面，而 $B—B$ 和 $C—C$ 为按计算不需要该钢筋的截面，也称理论截断点，在 $B—B$ 和 $C—C$ 处截断①筋的材料图即图中的矩形阴影部分 $abcd$。为了可靠锚固，①筋的实际截断位置尚需延伸一段长度(参见 4.8.3 节)。

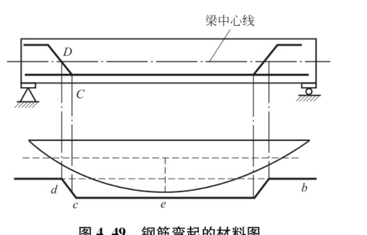


图 4.49　钢筋弯起的材料图

图 4.50　纵筋截断的材料图

★ 请读者注意：承受正弯矩的梁下部受力钢筋一般不在跨内截断，而是全部伸入支座或部分伸入支座、部分在支座附近弯起。

2. 材料图的作用

在设计中作材料图比较麻烦，但通过作材料图可以起如下作用。

1）反映材料利用的程度

材料图越贴近弯矩图，表示材料利用程度越高。

2）确定纵向钢筋的弯起数量和位置

设计中，将跨中部分纵向钢筋弯起的目的有两个：一是用于斜截面抗剪，其数量和位置由受剪承载力计算确定；二是抵抗支座负弯矩。只有当材料图全部覆盖住弯矩图，各正截面受弯承载力才有保证；而要满足斜截面受弯承载力的要求，也必须通过作材料图才能确定弯起钢筋的数量和位置。

3）确定纵向钢筋的截断位置

通过绘制材料图还可确定纵向钢筋的理论截断位置及其延伸长度，从而确定纵向钢筋的实际截断位置。

4.8.2　满足斜截面受弯承载力的纵向钢筋弯起位置

图 4.51 表示弯起钢筋弯起点与弯矩图形的关系。钢筋②在受拉区的弯起点为 1，按正截面受弯承载力计算不需要该钢筋的截面为 2，该钢筋强度充分利用的截面为 3，它所承担的弯矩为图中阴影部分。则可以证明(见 * 部分)，当弯起点与按计算充分利用该钢筋的截面之间的距离不小于 $h_0/2$ 时，可以满足斜截面受弯承载力的要求(即保证斜截面的受弯承载力不低于正截面的受弯承载力)。同时，钢筋弯起后与梁中心线的交点应在该钢筋正截面抗弯的不需要点之外。

总之，若利用弯起钢筋抗剪，则钢筋弯起点的位置应同时满足抗剪位置(由抗剪计

算确定)、正截面抗弯(材料图覆盖弯矩图)及斜截面抗弯($s \geqslant h_0/2$)3 项要求。在例 4-11 中，从抗剪计算、材料图与弯矩图的关系可知，钢筋弯起点的位置符合上述 3 项要求。

* 斜裂缝在支座附近出现后，该截面钢筋的拉力 T 突变，其值取决于斜裂缝端点处的截面弯矩 M_{I} [图 4.52(a)]。为了保证斜截面的受弯承载力，钢筋在弯起后受弯承载力不应降低，这就要求钢筋在弯起后承受的弯矩和弯起前承受的弯矩相等。显然，如果钢筋全部伸入支座而不弯起，斜截面的受弯承载力不会发生变化。但若部分钢筋弯起过早，则可能导致沿斜截面受弯承载力不足的问题。

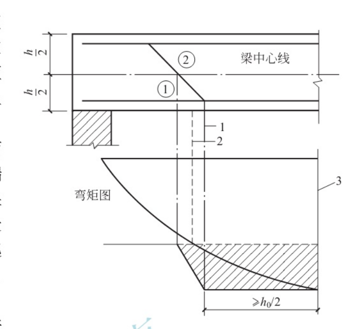


图 4.51 弯起钢筋弯起点位置

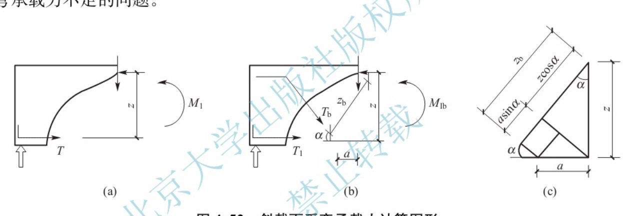


图 4.52 斜截面受弯承载力计算图形

如图 4.51 及图 4.52(a)所示，①、②号钢筋在弯起前的 I—I 截面承受的弯矩 M_{I} 为

$$M_{\mathrm{I}}=TZ=f_yA_sz \tag{1}$$

② 号钢筋弯起后在斜裂缝起点处承受的弯矩 M_{Ib} 为 [图 4.52(b)]:

$$M_{\mathrm{Ib}}=T_1z+T_bz_b=f_y(A_s-A_{sb})z+f_yA_{sb}z_b \tag{2}$$

式中 A_s——钢筋弯起前的总面积；

A_{sb}——弯起钢筋的面积；

T——钢筋弯起前纵向钢筋总拉力；

T_1——钢筋弯起后伸入支座的纵向钢筋拉力；

T_b——弯起钢筋的拉力；

z——钢筋弯起前总拉力 T 至受压区混凝土压应力合力点的力臂；

z_b——钢筋弯起后弯起钢筋的拉力 T_b 至受压区混凝土压应力合力点的力臂。

钢筋弯起后，要保证斜截面受弯承载力不低于正截面受弯承载力，则要求 $M_{\mathrm{Ib}} \geqslant M_{\mathrm{I}}$。比较式(1)和式(2)可得

$$z_b \geqslant z \tag{3}$$

设弯起点到截面 I—I 的距离为 a，钢筋的弯起角度为 α，则由图 4.52(c)所示的几何关系可知

$$z_b = a\sin\alpha + z\cos\alpha \tag{4}$$

式(4)代入式(3)，有

$$a \geqslant z(1-\cos\alpha)/\sin\alpha \tag{5}$$

近似取 $z=0.9h_0$，而一般弯起钢筋角度为 45°～60°，代入式(5)则有 $a \geqslant (0.37 \sim 0.52)h_0$，《规范》取为

$$a \geqslant h_0/2 \tag{6}$$

4.8.3 纵向受力钢筋的截断位置

钢筋混凝土连续梁、框架梁支座截面承受负弯矩的纵向钢筋不宜在受拉区截断。如必须截断时(图 4.53)，其延伸长度 l_d 可按表 4-9 中 l_{d1} 和 l_{d2} 中取外伸长度较长者确定。其中 l_{d1} 是从“充分利用该钢筋强度的截面”延伸出的长度；而 l_{d2} 是从“按正截面承载力计算不需要该钢筋的截面”延伸出的长度。

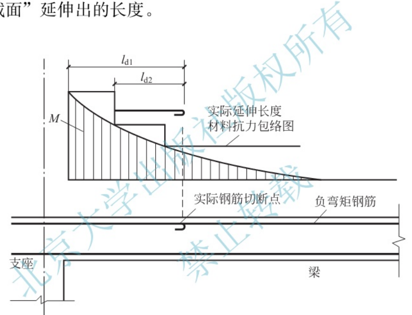


图 4.53　钢筋的延伸长度和截断点

表 4-9　负弯矩钢筋的延伸长度 l_d(mm)

截 面 条 件	充分利用截面伸出 l_{d1}	计算不需要截面伸出 l_{d2}
$V \leqslant 0.7f_tbh_0$	$\geqslant 1.2l_a$	$\geqslant 20d$
$V > 0.7f_tbh_0$	$\geqslant 1.2l_a + h_0$	$\geqslant 20d$ 且 $\geqslant h_0$
$V > 0.7f_tbh_0$ 且断点仍在负弯矩受拉区内	$\geqslant 1.2l_a + 1.7h_0$	$\geqslant 20d$ 且 $\geqslant 1.3h_0$

4.8.4 纵向钢筋在支座处的锚固

支座附近的剪力较大。在出现斜裂缝后，由于与斜裂缝相交的纵向钢筋应力会突然增大。若纵向钢筋伸入支座的锚固长度不够，将会使纵向钢筋滑移，甚至被从支座混凝土中拔出而引起锚固破坏。为了防止这种破坏，纵向钢筋伸入支座的长度和数量应该满足下列要求。

1. 伸入梁支座的纵向受力钢筋数量

当梁宽度不小于 100mm 时，不宜少于两根；当梁宽度小于 100mm 时，可为 1 根。

2. 简支梁支座处和连续梁的简支端支座

在简支梁支座处和连续梁的简支端支座处，梁下部纵向钢筋伸入支座的锚固长度 l_{as}（图 4.54）应满足表 4-10 的要求；在满足该要求的前提下，为保证钢筋的施工位置，宜将钢筋伸至支座外边缘（但应预留混凝土保护层）。

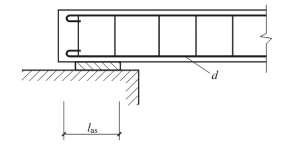


图 4.54 简支支座的纵筋锚固长度

表 4-10 简支支座纵筋锚固长度 l_{as}

钢筋类型	$V \leqslant 0.7 f_t b h_0$	$V > 0.7 f_t b h_0$
光面钢筋	$\geqslant 5d$	$\geqslant 15d$
带肋钢筋	$\geqslant 5d$	$\geqslant 12d$

当纵向钢筋伸入支座的锚固长度不符合表 4-10 的规定时，应采取下述专门锚固措施，且伸入支座的水平长度不应小于 $5d$：①在梁端将纵向受力钢筋上弯，弯折后的长度计入 l_{as} 内且弯折后的直线长度不小于 100mm 和 $6.5d$（图 4.55）；②在纵筋端部加焊横向锚固钢筋或锚固钢板（图 4.56），此时可将正常锚固长度减少 $5d$；③将钢筋端部焊接在梁端的预埋件上（图 4.57）。

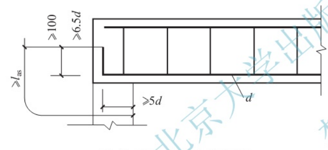
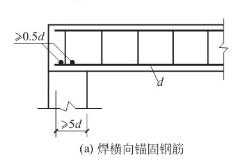
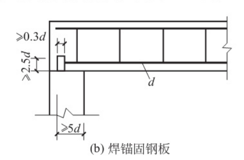


图 4.55 纵筋向上弯折



(a) 焊横向锚固钢筋



(b) 焊锚固钢板

图 4.56 端部加焊钢筋或钢板（d 为受力钢筋直径）

对于混凝土强度等级≤C25 的简支梁和连续梁的简支端，当距支座 $1.5h$ 范围内作用有集中荷载且 $V > 0.7 f_t b h_0$ 时，带肋钢筋的锚固长度应取 $l_{as} \geqslant 15d$ 或采取图 4.55～图 4.57 的附加锚固措施。

对支承在砌体结构上的钢筋混凝土独立梁，在纵向受力钢筋的锚固长度 l_{as} 范围内应配置不少于两个箍筋，其直径不小于纵向受力钢筋最

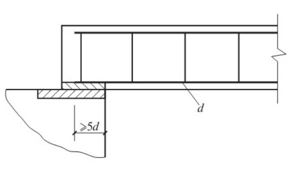


图 4.57 纵筋与预埋件焊接

大直径的0.25倍，间距不大于纵向受力钢筋最小直径的10倍；当采用机械锚固措施时，箍筋间距尚不宜大于纵向受力钢筋最小直径的5倍。

3. 连续梁及框架梁支座

1）下部纵向钢筋在中间节点或中间支座处的锚固

纵向受力钢筋伸入中间节点或中间支座的锚固要求应根据钢筋的受力情况确定。

当计算中不利用该钢筋的强度时，其锚固长度与$V>0.7f_tbh_0$的简支支座相同(表4-10)，并在满足该要求前提下伸至支座中心线以方便施工。

当计算中充分利用钢筋的抗拉强度时，可采用直线锚固形式［图4.58(a)］，其中l_a为受拉钢筋的锚固长度，在此前提下钢筋应伸过节点中心线$5d$；也可采用带90°弯折的锚固形式［图4.58(b)］，竖直段应向上弯折；下部钢筋也可伸过节点或支座范围，并在梁中弯矩较小处设置搭接接头［图4.58(c)］，l_l为纵向受拉钢筋的搭接长度。

当计算中充分利用钢筋的抗压强度时，下部纵向钢筋应按受压钢筋锚固在中间节点或中间支座内，此时其直线锚固长度应不小于$0.7l_a$；也可参照图4.58(c)的形式采用搭接方式。

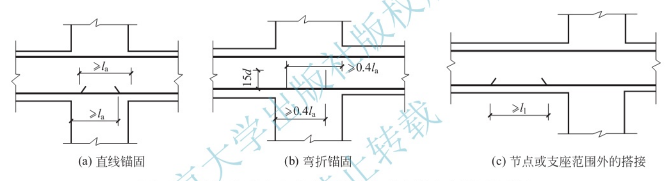


图4.58　梁下部纵向钢筋在中间节点或中间支座范围的锚固

在中间节点或中间支座处，梁的上部纵向钢筋应贯穿中间节点或中间支座，该钢筋自节点或支座边缘伸向跨中的截断位置按图4.53的规定取用。

2）框架梁中间层端节点处的钢筋锚固

框架梁上部纵向钢筋伸入中间层端节点的锚固长度，应按受拉钢筋伸入支座的锚固要求。当采用直线锚固形式时，锚固长度不应小于l_a，且伸过柱中心线不宜小于$5d$(d为梁上部纵间钢筋直径)；当柱截面尺寸不足、不能满足直线锚固要求时，应按图4.59的做法，钢筋伸至节点对边并向下弯折，其包含弯弧段在内的水平投影长度不小于$0.4l_a$，包含弯弧段在内的竖直投影长度为$15d$。

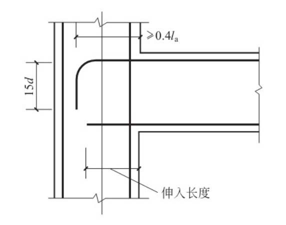


图4.59　中间层端节点处框架梁的钢筋锚固

3）框架梁顶层端节点处的钢筋锚固

该处梁的上部纵向钢筋截面面积A_s除按规定计算外，尚应满足下列规定：

$$A_s \leqslant 0.35\beta_c f_c b_b h_0 / f_y \tag{4.35}$$

式中　b_b——梁腹板宽度；

h_0——梁截面有效高度。

在顶层端节点处，框架梁上部钢筋采用与柱外侧纵向钢筋搭接的方式进行接头，可有两种方式：梁内搭接和柱内搭接(第 11 章)。

4.8.5 弯起钢筋的锚固

承受剪力的弯起钢筋，其弯终点外应留有锚固长度，其长度在受拉区不应小于 $20d$，在受压区不应小于 $10d$；对于光面钢筋，在末端尚应设置弯钩(图 4.60)。

★ 位于梁底层两侧的钢筋不应弯起。弯起钢筋不得采用浮筋［图 4.61(a)］；当支座处剪力很大而又不能利用纵向钢筋弯起抗剪时，可设置仅用于抗剪的鸭筋［图 4.61(b)］，其端部锚固要求与弯起钢筋端部的锚固要求相同(即在受拉区不应小于 $20d$，在受压区不应小于 $10d$。

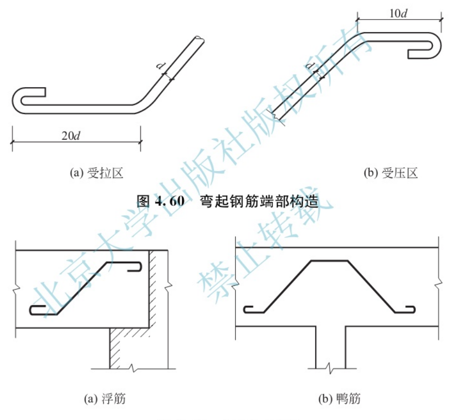


图 4.60 弯起钢筋端部构造

图 4.61 浮筋与鸭筋

4.8.6 箍筋的构造要求

梁中的箍筋对抑制斜裂缝的开展、形成钢筋骨架、传递剪力等都有重要作用。因此，应重视箍筋的构造要求。前述梁的箍筋间距、直径和最小配箍率是箍筋最基本的构造要求，在设计中应予以遵守。

箍筋一般采用 HPB235 级或 HPB300 级钢筋；当剪力较大时，也可采用带肋钢筋。

箍筋的一般形式是封闭式，其末端做成 135°弯钩。当 T 形截面梁翼缘顶面另有横向受拉钢筋时，也可采用开口式箍筋(图 4.62)。

梁内箍筋一般采用双肢箍（$n=2$)，当梁的宽度大于 400mm，且一层内的纵向受压钢筋多于 3 根时，或当梁的宽度不大于 400mm 但一层内的纵向受压钢筋多于 4 根时，应设

置复合箍筋(如四肢箍);当梁宽度很小时,也可采用单肢箍筋(图 4.63)。

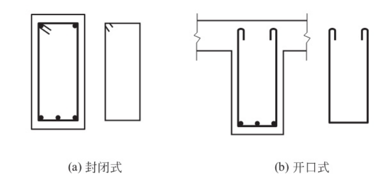


图 4.62 箍筋形式

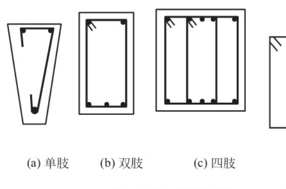


图 4.63 箍筋肢数

当梁中配有计算需要的纵向受压钢筋(如双筋梁)时,箍筋应为封闭式,且其间距不应大于 $15d$(d 为纵向受压钢筋中的最小直径);同时在任何情况下均不应大于 400mm。当一层内的纵向受压钢筋多于 5 根且直径大于 18mm 时,箍筋间距不应大于 $10d$。

在纵向受力钢筋搭接长度范围内应配置加密的箍筋,箍筋直径不应小于搭接钢筋较大直径的 0.25 倍。当钢筋受拉时,箍筋间距不应大于搭接钢筋较小直径的 5 倍,且不应大于 100mm;当钢筋受压时,箍筋间距不应大于搭接钢筋较小直径的 10 倍,且不应大于 200mm。当受压钢筋直径 $d>25$mm 时,尚应在搭接接头两个端面外 100mm 范围内各设置两个箍筋。

当梁的内折角处于受拉区时(例如楼梯折梁),纵向受拉钢筋不应连续通过,并应增设箍筋(图 4.64)。

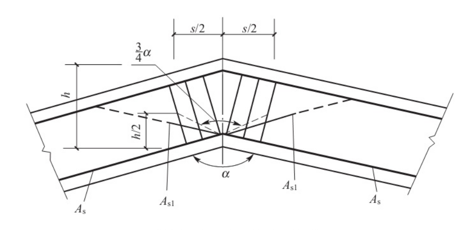


图 4.64 梁内折角处配筋

该箍筋应能承受未在受压区锚固的纵向受拉钢筋合力,且在任何情况下承受不应小于全部纵向钢筋合力的 35%,也即由箍筋承受的纵向受拉钢筋的合力取下列公式中 N_{s1} 与 N_{s2} 中的较大值:

$$N_{s1}=2f_yA_{s1}\cos\frac{\alpha}{2} \tag{4.36a}$$

$$N_{s2}=0.7f_yA_s\cos\frac{\alpha}{2} \tag{4.36b}$$

式中 A_s——全部纵向受拉钢筋的截面面积；

A_{s1}——未在受压区锚固的纵向受拉钢筋面积；

α——构件的内折角；

N_{s1}——未在受压区锚固的纵向受拉钢筋合力；

N_{s2}——全部纵向受拉钢筋合力的35%。

按上述条件求得的箍筋应设置在长度为 s 的范围内，$s=h\tan(3\alpha/8)$。

4.8.7 梁腹部的构造钢筋

对于一般梁，当梁的腹板高度 $h_w\geqslant$450mm时(h_w 取值参见图4.40)，在梁的两个侧面应沿高度配置纵向构造钢筋，每侧的纵向构造钢筋(不包括梁上、下部受力钢筋及架立钢筋)截面面积不应小于腹板截面面积 bh_w 的0.1%，且其间距不宜大于200mm。

对于钢筋混凝土薄腹梁($h_w/b\geqslant6$)或需作疲劳验算的钢筋混凝土梁，应在下部二分之一梁高的腹板内沿两侧配置直径8～14mm、间距为100～150mm的纵向构造钢筋，并应按下密上疏的方式布置。在上部1/2梁高的腹板内，纵向构造钢筋可按一般梁的规定(间距不宜大于200mm)配置。

4.9 伸臂梁设计

本节运用前述受弯构件正截面和斜截面承载力的计算方法和构造知识，对一简支在砖墙上的钢筋混凝土伸臂梁进行设计，使初学者对梁的设计全貌有较清楚的了解。这种梁可用于单面走廊的教学楼。在例题中，初步涉及活荷载的布置及内力包络图的作法，为后述梁板结构设计打下基础。

4.9.1 设计条件

某支承在370mm厚砖墙上的钢筋混凝土伸臂梁，其跨度 $l_1=7.0$m，伸臂长度 $l_2=1.86$m；由楼面传来的永久荷载设计值 $g_1=34.32$kN/m(不包括本梁)，活荷载设计值 $q_1=30$kN/m，$q_2=100$kN/m(图4.65)。采用混凝土强度等级为C25，纵向受力钢筋为HRB335级，箍筋和构造钢筋为HPB300级。试设计该梁并绘配筋详图。

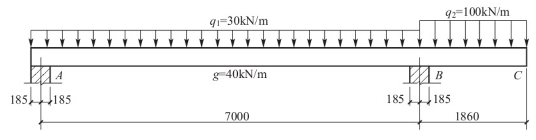


图4.65 梁的跨度、支承及荷载

4.9.2　梁的内力计算和内力图

1. 截面尺寸选择

取高跨比 $h/l=1/10$，则 $h=700\text{mm}$；按高宽比的一般规定，取 $b=250\text{mm}$，则 $h/b=2.8$。初选 $h_0=h-a_s=700-60=640(\text{mm})$（纵向受拉钢筋按两排布置）。

2. 荷载设计

梁自重设计值（包括梁侧 15mm 厚粉刷重，按 17kN/m^3 计算）：

$$g_2=1.2\times0.25\times0.7\times25+1.2\times17\times0.015\times0.7\times2=5.68\text{kN/m}$$

则梁的恒荷载设计值：

$$g=g_1+g_2=34.32+5.68=40(\text{kN/m})$$

3. 梁的内力和内力包络图

恒荷载 g 作用于梁上的位置是固定的，计算简图如图 4.66(a)，活荷载 q_1、q_2 的作用位置有 3 种可能情况，如图 4.66(b)、图 4.66(c)、图 4.66(d)所示。

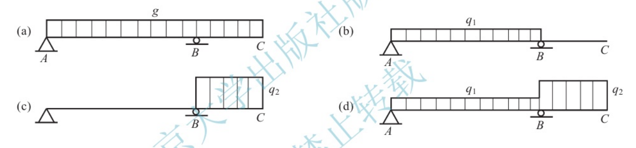


图 4.66　梁上各种荷载的作用

每一种活荷载都不可能脱离恒荷载的作用而单独存在，因此作用于构件上的荷载分别有(a)+(b)、(a)+(c)、(a)+(d)3 种情形。在同一坐标上，画出这 3 种情形作用下的弯矩图和剪力图如图 4.67 所示。显然，由于活荷载的布置方式不同，梁的内力图有很大的差别。而设计的目的是要保证各种可能作用下的梁的安全和使用性能，因而要找出活荷载的最不利布置。

上述 3 种情况下的内力图的外包线称为内力包络图。它表示在各种荷载作用下，构件各截面内力设计值的上下限。按内力包络图进行梁的设计可保证构件在各种荷载作用下的安全性。

4. 配筋设计计算

1）已知条件

混凝土强度等级 C25，$f_c=11.9\text{N/mm}^2$，$f_t=1.27\text{N/mm}^2$，$\alpha_1=1.0$，$\beta_1=1.0$；HRB335 级钢筋，$f_y=300\text{N/mm}^2$，$\xi_b=0.55$；HPB300 级，$f_{yv}=270\text{N/mm}^2$

2）截面尺寸验算

沿梁全长的剪力设计值的最大值在 B 支座左边缘，$V_{max}=266.65\text{kN}$，$h_0=640\text{mm}$，$h_w=h_0$，故

$$h_w/b=640/250=2.56<4$$

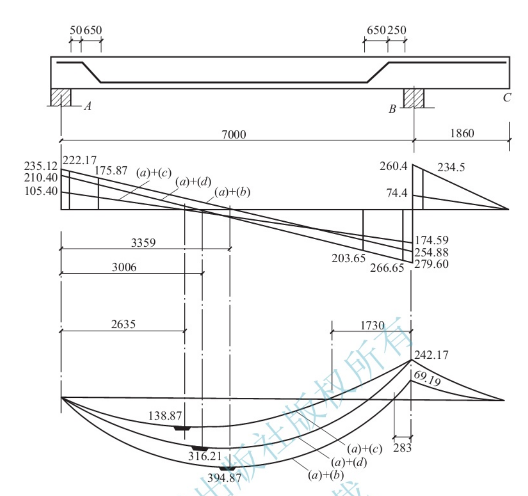


图 4.67 梁的内力图和内力包络图

属一般梁。

$$0.25f_cbh_0=0.25\times11.9\times250\times640=476(\text{kN})>V_{max}=266.65\text{kN}$$

截面尺寸满足要求。

3）纵向受力钢筋计算

一般采用单筋截面。

（1）对跨中截面（$M=394.87\text{kN}\cdot\text{m}$）：

$$\xi=1-[1-M/(0.5f_cbh_0^2)]^{0.5}=1-[1-394.87\times10^6/(0.5\times11.9\times250\times640^2)]^{0.5}$$
$$=0.407<\xi_b=0.55$$

$$A_s=\xi f_cbh_0/f_y=0.407\times11.9\times250\times640/300=2583(\text{mm}^2)$$
$$>0.2\%bh=0.2\%\times250\times700=350(\text{mm}^2)$$

选用 4Φ25+2Φ20，$A_s=2592\text{mm}^2$。

（2）对支座截面（$M=242.17\text{kN}\cdot\text{m}$）。

本梁支座弯矩较小（是跨中弯矩的 61%），可配置单排钢筋，令 $a_s=40\text{mm}$，则 $h_0=700-40=660(\text{mm})$。按同样的计算步骤和方法，可得

$$\xi=0.209$$
$$A_s=1368\text{mm}$$

选用 2Φ20+2Φ22，$A_s=1388\text{mm}^2$。

★ 选择支座钢筋和跨中钢筋时，应考虑钢筋规格的协调，即跨中纵向钢筋的弯起问题。现在的选择是考虑到 2Φ20 的弯起（若选 2Φ25+2Φ16，$A_s=1384\text{mm}^2$，则是考虑 2Φ

25 的弯起)。

4) 腹筋计算

各支座边缘的剪力设计值如图 4.67 所示。

(1) 可否按构造配箍。

$$0.7f_tbh_0=0.7\times1.27\times250\times640=142.24(\text{kN})<V_A$$

$$0.94f_tbh_0=1.27\times250\times640=191.0(\text{kN})<V_A$$

又因为 $V_B>V_A$，故各支座截面均需按抗剪计算公式计算，同时应满足箍筋的构造要求。

(2) 抗剪计算可以有如下方案。

① 方案一：仅考虑箍筋抗剪，并沿梁全长配同一规格箍筋，则取 $V=266.65\text{kN}$。

由 $V\leqslant V_{cs}=0.7f_tbh_0+f_{yv}A_{sv}h_0/s$

有 $A_{sv}/s=(V-0.7f_tbh_0)/(f_{yv}h_0)=(266650-142240)/(270\times640)=0.72(\text{mm})$

选用双肢箍($n=2$) Φ8($A_{sv1}=50.3\text{mm}^2$)，有

$$s=nA_{sv1}/0.72=2\times50.3/0.72=139(\text{mm})$$

实选Φ8@130，满足计算要求。

② 方案二：仅考虑箍筋抗剪，但按剪力的大小分段布置箍筋。由于 A 支座附近区段与 B 支座右的剪力相近，故除 B 支座左的局部区段按方案一选Φ8@130 外，其余区段可选同一规格箍筋，以方便施工，此区段 $V=234.5\text{kN}$。

选配Φ8@130 双肢箍范围 x 为

$x=(1-234.5/266.65)\times(7000-3006-185)=459(\text{mm})$，实取 $x=50+4\times130=570(\text{mm})$；其余箍筋，选Φ8@160 双肢箍，则可求得 A 支座 $V_{cs}=250.89\text{kN}$，B 支座右 $V_{cs}=258.7\text{kN}$。

③ 方案三：配置箍筋和弯起钢筋共同抗剪。在 AB 段内配置箍筋和弯起钢筋，弯起钢筋参与抗剪并抵抗 B 支座负弯矩；BC 段仍配Φ8@160 双肢箍。计算过程列表进行(表 4-11)。

表 4-11 腹筋计算表

截面位置	A 支座	B 支座左	B 支座右
剪力设计值 V/kN	222.17	266.65	234.5
$V_c=0.7f_tbh_0$/kN	142.24	142.24	146.48
选用箍筋(直径、间距)	Φ8@200	Φ8@200	Φ8@160
$V_{cs}=V_c+f_{yv}A_{sv}h_0/s$	229.16	229.16	258.7
$(V-V_{cs})$/kN	—	37.49	
$A_{sb}=(V-V_{cs})/0.8f_y\sin\alpha$	—	221	
弯起钢筋选择	2Φ20	2Φ20	
弯起点距支座边缘距离/mm	50+650	250+650=900	
弯起点处剪力设计值 V_2/kN	—	266.65×(1−900/3809)=203.6	
是否需第二排弯起筋	—	$V_2<V_{cs}$不需要	

5. 进行钢筋布置和作材料图

纵向受力钢筋的弯起和截断位置由材料图确定，故需按比例设计绘制弯矩图和材料图。

(1) 按比例画出弯矩包络图。

根据图 4.67，运用材料力学知识可知：AB 跨正弯矩包络线由(a)+(b)确定：

$$M(x)=\frac{g}{2}\left[\left(1-\frac{l_2^2}{l_1^2}\right)l_1x-x^2\right]+\frac{q_1}{2}(l_1x-x^2)$$

AB 跨最小弯矩由(a)+(c)确定：

$$M(x)=\frac{g}{2}\left[\left(1-\frac{l_2^2}{l_1^2}\right)l_1x-x^2\right]-\frac{q^2}{2}\cdot\frac{l_2^2}{l_1}\cdot x$$

以上 x 均为计算截面到 A 支座中心坐标原点的距离。

BC 跨弯矩由(a)+(d)确定，以 C 点为坐标原点，则有

$$M(x)=\frac{1}{2}(g+q_2)x^2$$

选取适当比例和坐标，即可绘出弯矩包络图(图 4.68)。

(2) 确定各纵向受力钢筋承担的弯矩。

跨中钢筋 4Φ25+2Φ20，由抗剪计算可知需弯起 2Φ20，故可将跨中钢筋分为两种：①4Φ25 伸入支座，②2Φ20 弯起；按它们的面积比例将正弯矩包络图用虚线分为两部分，每一部分就是相应钢筋可承担的弯矩，虚线与包络图的交点就是钢筋强度的充分利用截面或不需要截面。

支座负弯矩钢筋 2Φ22+2Φ20，其中 2Φ20 利用跨中的弯起钢筋②抵抗部分负弯矩，2Φ22 抵抗其余的负弯矩，编号为③，两部分钢筋也按其面积比例将负弯矩包络图用虚线分成两部分。

★ 在排列钢筋时，应将伸入支座的跨中钢筋、最后截断的负弯矩钢筋(或不截断的负弯矩钢筋)排在相应弯矩包络图内的最长区段内，然后再排列弯起点离支座距离最近(负弯矩钢筋为最远)的弯起钢筋、离支座较远截面截断的负弯矩钢筋。

(3) 确定弯起钢筋的弯起位置。

由抗剪计算确定的弯起钢筋位置作材料图(受弯承载力图)。可见，②筋的材料图全部覆盖了相应弯矩图，且弯起点离它的强度充分利用截面的距离都大于 $h_0/2$。故它满足抗剪、正截面抗弯、斜截面抗弯的 3 项要求。

★ 若不需要弯起钢筋抗剪而仅需要弯起钢筋弯起后抵抗负弯矩时，只需满足正截面抗弯、斜截面抗弯两项要求(材料图覆盖弯矩图、弯起点离开其钢筋充分利用截面距离大于 $h_0/2$)。

(4) 确定纵向受力钢筋截断位置。

本例②筋的理论截断位置就是按正截面受弯承载力计算不需要该钢筋的截面(图中 D 处)，从该处向外的延伸长度应不小于 $20d=400$mm；同时，从该钢筋强度充分利用截面(图中 C 处)的延伸长度应不小于 $1.2l_a+h_0=1.2\times40d+660=1620$(mm)。根据材料图，可知其实际截断位置由尺寸 1620mm 控制。

③筋的理论截断点是图中的 E 和 F，其中 $20d=440\text{mm}$；$1.2l_a+h_0=1.2\times40d+660=1716(\text{mm})$。根据材料图，该筋的左端截断位置由 1716mm 控制，右端由 440mm 控制。

6. 绘梁的配筋图

★ 梁的配筋图包括纵断面图、横断面图及单根钢筋图(对简单配筋，可只画纵断面图或横断面图)。纵断面图表示各钢筋沿梁长方向的布置情形，横断面图表示钢筋在同一截面内的位置。

(1) 按比例画出梁的纵断面和横断面。

纵、横断面可用不同比例；当梁的纵横向尺寸相差悬殊时，在同一纵断面图中，纵、横向可选用不同比例。

(2) 画出每种规格钢筋在纵、横断面上的位置并进行编号。

同一编号的钢筋，是指其直径、强度、外形尺寸完全相同；不同钢筋用不同编号。图 4.68 所示的直钢筋①4Φ25 全部伸入支座，伸入支座的锚固长度 $l_{as}\geqslant12d=12\times25=300\text{mm}$。考虑到施工方便，伸入 A 支座长度取 $370-30=340(\text{mm})$；伸入 B 支座长度取 300mm。故该钢筋总长$=340+300+(7000-370)=7270(\text{mm})$。

弯起钢筋②2Φ20 根据作材料图后确定的位置，在 A 支座附近弯上后锚固于受压区，应使其水平长度$\geqslant10d=10\times20=200(\text{mm})$，实际取 $370-30+50=390(\text{mm})$；在 B 支座左侧弯起后，穿过支座伸至其实际截断点截断；该钢筋斜弯段的水平投影长度$=700-25\times2=650(\text{mm})$(弯起角度取为 45°，该长度即为梁高减去两倍混凝土保护层厚度)，则②筋的各段长度和总长度即可确定。

负弯矩钢筋③2Φ22 的左端按实际的截断位置截断，右端向下弯折 $20d=440(\text{mm})$。该钢筋同时兼作梁的架立钢筋。

AB 跨内的架立钢筋④可选 2Φ12，其左端伸入支座内 $370-25=345(\text{mm})$处，右端与③筋搭接，搭接长度可取 150mm(非受力搭接)。该钢筋④2Φ12 的其水平长度$=345+(7000-370)-(250+1925)+150=4950(\text{mm})$。

伸臂下部的架立钢筋可同样可选 2Φ12，在支座 B 内与①筋搭接 150mm，其水平长度$=1860+185-150-25=1870(\text{mm})$，钢筋编号为⑤。

箍筋编号为⑥，在纵断面图上标出其不同间距的范围。

*(3) 绘出单根钢筋图。

为方便施工，可绘出单根钢筋图(或作钢筋表)，如图 4.68 所示。

(4) 图纸说明。

作为可用于实际施工的图纸，应简单说明梁所采用的混凝土强度等级、钢筋规格、混凝土保护层厚度、图中比例、尺寸单位等。

从本节例题可以看出，即使对于这样较简单的钢筋混凝土构件的设计，其计算也是相当麻烦的。对于复杂的钢筋混凝土结构设计，采用手工计算将耗费大量的人力和时间。随着计算机的应用和各种软件的开发，从内力计算到配筋图的绘制，已都可以由计算机完成。但作为初学者，手工计算和手工绘制配筋图仍是培养其实际能力的重要手段。

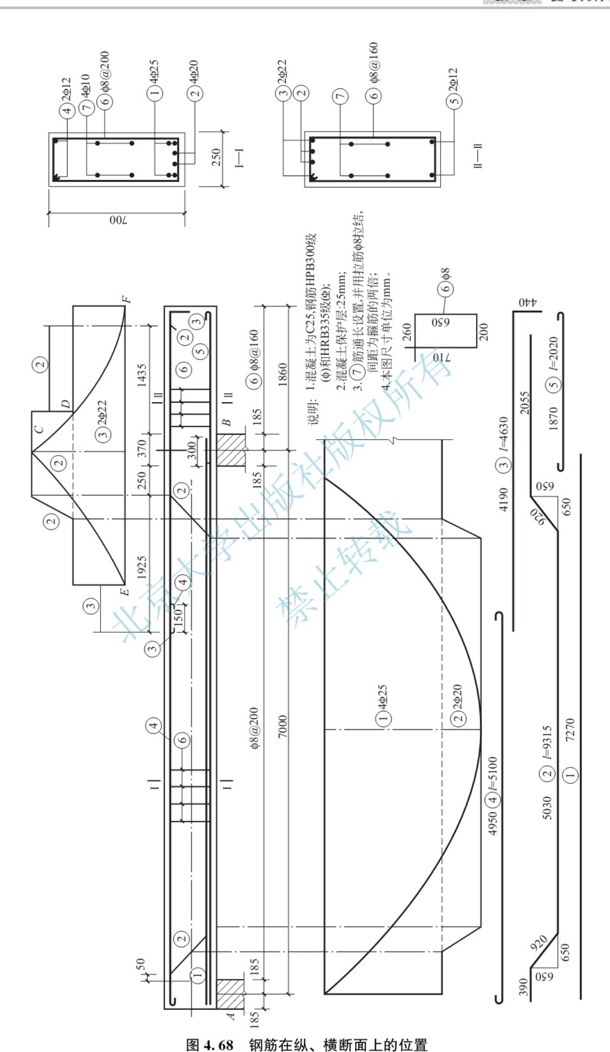


图 4.68　钢筋在纵、横断面上的位置

*4.10 深受弯构件

钢筋混凝土深受弯构件是指 $l_0/h<5$ 的简支单跨梁或多跨连续梁。其中 $l_0/h\leqslant 2$ 的简支单跨梁和 $l_0/h\leqslant 2.5$ 的简支多跨连续梁称为深梁。此处 h 为梁截面高度，l_0 为梁的计算跨度，l_0 可取支座中心线间距离和 $1.15l_n$（l_n 为梁的净跨）两者中的较小值。

4.10.1 正截面承载力计算

1. 计算公式

深受弯构件的纵向受拉钢筋面积 A_s 由下列公式计算

$$M\leqslant f_yA_sz \tag{4.37}$$

其中 z 为内力臂，按如下规定取用：

$$z=\alpha_d(h_0-0.5x) \tag{4.38}$$

$$\alpha_d=0.80+0.04\frac{l_0}{h} \tag{4.39}$$

当 $l_0<h$ 时，取内力臂 $z=0.6l_0$。

式中 x——截面受压区高度，按式(4.13)计算，$x=\xi h_0$；当 $x<0.2h_0$ 时，取 $x=0.2h_0$；

h_0——截面有效高度，$h_0=h-a_s$，其中 h 为截面高度；当 $l_0/h\leqslant 2$ 时，跨中截面的 a_s 取为 $0.1h$，支座截面 a_s 取为 $0.2h$；当 $l_0/h>2$ 时，a_s 按受拉区纵向钢筋截面重心至受拉边缘的实际距离取用。

2. 配筋要求

1）钢筋直径、最小配筋率

深梁的纵向受拉钢筋宜采用较小直径钢筋，纵向受拉钢筋最小配筋率为 0.25%（采用 HPB235 级钢时）和 0.2%（采用 HRB335 或 HRB400 级钢时）。

2）下部纵向钢筋

单跨深梁和连续深梁的下部纵向钢筋宜均匀布置在梁下边缘以上 $0.2h$ 的范围内。

深梁下部纵向受拉钢筋应全部伸入支座，不应在跨中弯起或截断。在简支单跨深梁支座处及连续深梁梁端的简支支座处，纵向受拉钢筋应沿水平方向弯折锚固（图 4.69），其锚固长度为 $1.1l_a$；当不能满足时，应采取有效的锚固措施，如在钢筋上加焊锚固钢板或将钢筋末端焊成封闭式。在连续深梁的中间支座处，下部纵向受拉钢筋应全部伸过中间支座中心线，且从支座边缘算起的锚固长度不应小于 l_a。

3）中间支座的上部受拉钢筋

连续深梁中间支座截面的纵向受拉钢筋宜按图 4.70 规定的高度范围和配筋比例均匀布置在相应高度范围内。对于 $l_0/h\leqslant 1.0$ 的连续深梁，在中间支座底面以上 $0.2l_0\sim 0.6l_0$ 高度范围内的纵向受拉钢筋配筋率尚不宜小于 0.5%。水平分布钢筋可用作支座部位的上部纵向受拉钢筋，不足部分可由附加水平钢筋补足，附加水平钢筋自支座向跨中延伸的长度不宜小于 $0.4l_0$（图 4.71）。

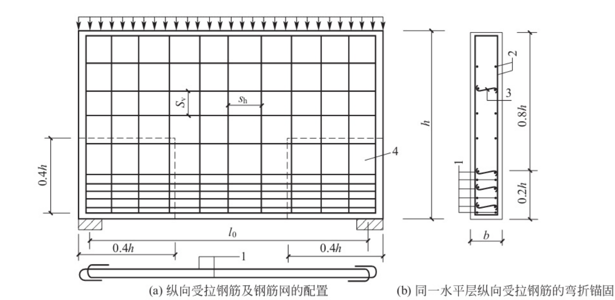


图 4.69　简支深梁的钢筋配置

1—下部纵向受拉钢筋；2—水平及竖向分布钢筋；

3—拉筋；4—拉筋加密区(虚线范围)

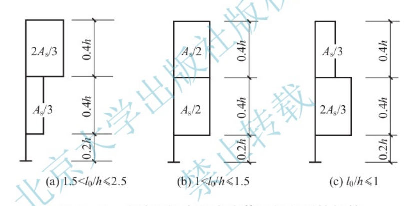


图 4.70　连续深梁中间支座截面纵向受拉钢筋在不同高度范围内的分配比例

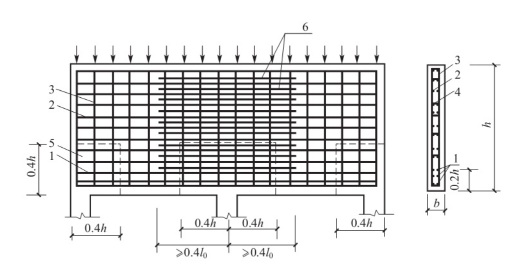


图 4.71　连续深梁的钢筋配置

1—下部纵向受拉钢筋；2—水平分布钢筋；3—竖向分布钢筋；

4—拉筋；5—拉筋加密区；6—支座截面上部的附加水平钢筋

4.10.2 斜截面受剪承载力计算

1. 截面尺寸要求

深受弯构件的受剪截面应符合下列要求：

当 $h_w/b\leqslant 4$ 时

$$V\leqslant\frac{1}{60}\left(10+\frac{l_0}{h}\right)f_c\beta_c bh_0 \tag{4.40a}$$

当 $h_w/b\geqslant 6$ 时

$$V\leqslant\frac{1}{60}\left(7+\frac{l_0}{h}\right)f_c\beta_c bh_0 \tag{4.40b}$$

$4<h_w/b<6$ 时　按线性内插法取用。

式中　V——剪力设计值；

l_0——计算跨度，当 $l_0<2h$ 时，取 $l_0=2h$；

其余符号同前。

2. 斜截面受剪承载力计算公式

对矩形、T 形、I 形截面的深受弯构件，当配有竖向分布钢筋和水平分布钢筋时，在均布荷载作用下，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$V\leqslant 0.7\frac{(8-l_0/h)}{3}f_t bh_0+\frac{(l_0/h-2)}{3}f_{yv}\frac{A_{sv}}{s_h}h_0+\frac{(5-l_0/h)}{6}f_{yh}\frac{A_{sh}}{s_v}h_0 \tag{4.41a}$$

对集中荷载作用下的深受弯构件(包括作用有多种荷载，且其中集中荷载对支座截面产生的剪力值占总剪力值的 75%以上的情况)，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$V\leqslant\frac{1.75}{\lambda+1}f_t bh_0+\frac{(l_0/h-2)}{3}f_{yv}\frac{A_{sv}}{s_h}h_0+\frac{(5-l_0/h)}{6}f_{yh}\frac{A_{sh}}{s_v}h_0 \tag{4.41b}$$

式中　λ——计算剪跨比，当 $l_0/h\leqslant 2.0$ 时，取 $\lambda=0.25$；当 $2.0<l_0/h<5.0$ 时，取 $\lambda=a/h_0$，其中 a 为集中荷载到深受弯构件支座的水平距离；λ 的上限值为 $(0.92l_0/h-1.58)$，下限值为 $(0.42l_0/h-0.58)$；

l_0/h——跨高比，当 $l_0/h<2.0$ 时，取 $l_0/h=2.0$。

3. 深梁不出现斜裂缝的条件

一般要求不出现斜裂缝的深梁，应符合下列条件：

$$V_k\leqslant 0.5f_{tk}bh_0 \tag{4.42}$$

式中　V_k——按荷载效应的标准组合计算的剪力值。

此时可不进行斜截面受剪承载力计算，但应按规定配置分布钢筋。

4.10.3 附加吊筋

当深梁的下边缘沿全跨作用有均布荷载，或深梁下部 3/4 高度范围内有集中荷载时，应设置附加吊筋。吊筋包括竖向吊筋和斜向吊筋。吊筋的计算与一般受弯构件相同，但吊筋的强度设计值 f_{yv} 应乘以附加系数 0.8。

1. 沿全跨下边缘作用均布荷载时

此时应沿梁全跨均匀布置附加竖向吊筋，吊筋间距不大于 200mm；竖向吊筋沿梁两侧布置，并从梁底伸至梁顶，在梁顶和梁底均应做成封闭式。

2. 局部集中荷载作用时

当集中荷载作用于深梁下部 3/4 高度范围时，该集中荷载全部由附加吊筋承受。

吊筋可采用竖向吊筋或斜向吊筋(图 4.72)。竖向吊筋的水平分布长度 s 为

当 $h_1 \leqslant h_b/2$ 时

$$S=b_b+h_b \tag{4.43}$$

当 $h_1 > h_b/2$ 时

$$S=b_b+2h_1 \tag{4.44}$$

式中 b_b、h_b——传递集中荷载构件的截面宽度和高度；

h_1——传递集中荷载构件底边至深梁下边缘高度。

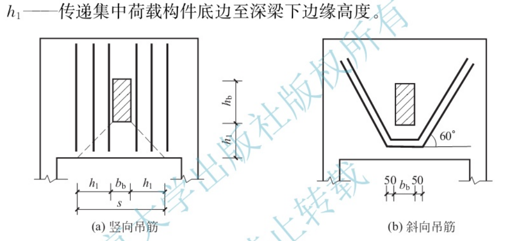


图 4.72 深梁承受集中荷载作用时的附加吊筋(注：图中尺寸按 mm 计)

本 章 小 结

钢筋混凝土受弯构件是最基本的一种结构构件，广泛应用于楼盖、屋盖、楼梯及其他结构中，承受荷载作用下产生的弯矩和剪力。

(1) 受弯构件承载力极限状态的计算包括正截面受弯承载力以及斜截面受剪承载力计算。正截面受弯承载力的计算公式是依据适筋梁受力的第Ⅲ阶段末的受力特征($Ⅲ_a$)，通过力的平衡条件而建立的；在进行正截面受弯承载力计算时，混凝土压应力图形采用等效矩形应力图，计算公式的适用范围是适筋梁，这种梁在正截面受弯的承载力极限状态下受拉钢筋屈服，受压混凝土边缘纤维达到极限压应变，其破坏有明显预兆；而超筋破坏和少筋破坏都属于脆性破坏，在设计中不应采用超筋梁和少筋梁。

(2) 受弯构件斜截面的主要破坏形态有斜拉破坏、剪压破坏和斜压破坏，这 3 种破坏的破坏形态都属于脆性破坏。影响斜截面受剪承载力的主要因素有剪跨比、混凝土强度、配箍率及箍筋强度以及纵向钢筋配筋率等。受剪承载力的计算公式是以剪压破坏的受力特征为基础建立的，故在应用公式时，应保证受剪截面符合一定条件以防止斜压破坏发生，并采取适当的构造措施(箍筋间距不大于箍筋最大间距、箍筋直径不小于最小箍筋直径、

当$V>0.7f_tbh_0$时配箍率不小于最小配箍率等)防止发生斜拉破坏。

(3) 为了满足斜截面受弯承载力不小于正截面受弯承载力的要求、钢筋与混凝土的粘结锚固要求，在纵向钢筋弯起、纵向受力钢筋截断、纵向钢筋伸入支座长度等构造问题上，都应按规定的构造要求进行，在绘制施工图时，钢筋直径、净距、保护层等均应符合有关构造规定。

思　考　题

1. 钢筋混凝土矩形截面梁的高宽比一般为多少？现浇板的最小厚度取多少？

2. 适筋梁从开始受荷到破坏经历哪几个受力阶段？各阶段的主要受力特征是什么？它与匀质弹性材料梁有什么区别？

3. 什么叫配筋率？配筋量对梁的正截面承载力和破坏特征有什么影响？

4. 为什么在设计中不允许采用少筋梁和超筋梁？如何防止少筋破坏或超筋破坏？

5. 单筋矩形截面梁的正截面承载力的计算图形如何确定？

6. 何谓相对界限受压区高度ξ_b？它在承载力计算中的作用是什么？

7. 什么情况下采用双筋截面梁？为什么在双筋矩形截面正截面承载力的计算公式中，应当满足$\xi\geqslant 2a_s'/h_0$的条件？当不满足此条件时，应当如何处理？

8. 如何区分一类T形截面梁和二类T形截面梁？如何确定T形截面梁的受压翼缘计算宽度？

9. 当构件承受的弯矩和截面高度都相同时，以下4种截面(图4.73)的正截面承载力需要的钢筋截面面积A_s是否一样？为什么？

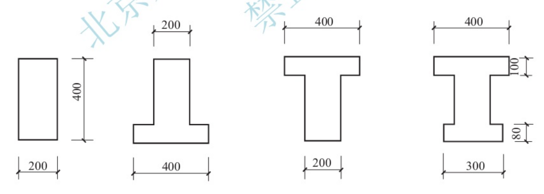


图4.73　思考题9附图

10. 钢筋混凝土梁在哪个区段容易出现斜裂缝？由于斜裂缝的发展而导致的破坏是什么性质的？

11. 什么是剪跨比？它对梁的斜截面承载力有什么影响？

12. 钢筋混凝土梁的斜截面破坏有哪几种主要形态？它们分别在什么情况下发生？

13. 影响梁斜截面受剪承载力的主要因素有哪些？在计算公式中可以反映出哪些因素的影响？

14. 梁斜截面受剪承载力计算公式的适用范围如何？采取哪些措施可以防止斜拉破坏或斜压破坏的发生？

15. 梁内箍筋有何作用？其主要构造要求有哪些？

16. 在进行梁的抗剪计算时，在什么情况下应考虑剪跨比？
17. 弯起钢筋用于抗剪时应注意哪些问题？为什么在计算公式中取系数 0.8？
18. 何谓材料图？它起什么作用？如何绘制？它与设计弯矩图有什么关系？
19. 梁内纵向钢筋伸入支座有什么要求？纵向钢筋弯起或截断时应满足哪些要求？
20. 什么情况下在梁腹部设置纵向构造钢筋(腰筋)？如何设置？

习　　题

(注：本章习题的环境均为一类环境，结构安全等级均为二级。)

1. 一钢筋混凝土矩形梁截面尺寸 $b\times h=200\text{mm}\times 500\text{mm}$，承受弯矩设计值 $M=120\text{kN}\cdot\text{m}$，混凝土强度等级为 C30。试计算：①当选用 HPB235 级钢筋时；②改用 HRB400 级钢筋时，其纵向受力钢筋截面面积 A_s？并画出相应配筋截面图。

2. 某大楼中间走廊单跨简支板(图 4.74)，计算跨度 $l_0=2.18\text{m}$，承受均布荷载设计值 $g+q=6\text{kN/m}^2$(包括自重)，混凝土强度等级为 C20，采用 HPB235 级钢筋。试确定现浇板的厚度 h 及所需受拉钢筋截面面积 A_s 并选配钢筋，画出钢筋配置图。(计算时，取 $h=1.0\text{m}$，并注意混凝土保护层厚度和 a_s 的选取)

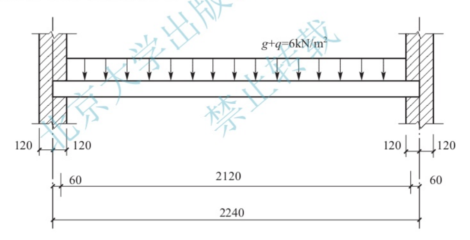


图 4.74　习题 2 附图

3. 已知某钢筋混凝土矩形截面简支梁截面尺寸 $b\times h=250\text{mm}\times 700\text{mm}$，承受楼板传来的均布荷载设计值 37.5kN/m(未包括梁自重)，梁的计算跨度 $l_0=6\text{m}$，混凝土强度等级 C25，配置 HRB335 级钢筋，试计算该梁的受拉钢筋截面面积 A_s 并选配钢筋。

4. 某钢筋混凝土矩形梁截面尺寸 $b\times h=200\text{mm}\times 500\text{mm}$，混凝土强度等级 C30，配有 HRB335 级钢筋 2Φ18，试计算：当梁截面上承受弯矩设计值 $M=80\text{kN}\cdot\text{m}$ 时，该设计是否安全？

5. 一钢筋混凝土矩形梁截面尺寸 $b\times h=250\text{mm}\times 600\text{mm}$，配置 4Φ25 的 HRB335 级钢筋，分别选用 C20、C30、C40 强度等级混凝土，试计算该梁能承担的最大弯矩设计值，并对计算结果进行分析。

6. 已知一矩形梁截面尺寸 $b\times h=200\text{mm}\times 500\text{mm}$，弯矩设计值 $M=216\text{kN}\cdot\text{m}$，混凝土强度等级 C25，在受压区配有 3Φ20 的 HPB300 级受压钢筋，试计算受拉钢筋截面面

积 A_s（受拉钢筋采用 HRB400 级钢筋）。

7. 已知一矩形梁截面尺寸 $b \times h = 200\text{mm} \times 500\text{mm}$，承受弯矩设计值 $M = 216\text{kN} \cdot \text{m}$，混凝土强度等级 C25，已配 HRB335 级受拉钢筋 6Φ20，试复核该梁是否安全？若不安全，则重新设计，但不改变截面尺寸和混凝土强度等级（取 $a_s = 60\text{mm}$）。

8. 已知一双筋矩形梁截面尺寸 $b \times h = 200\text{mm} \times 450\text{mm}$，混凝土强度等级 C25，采 HRB335 级钢筋，已配置 2Φ12 受压钢筋和 3Φ25＋2Φ22 受拉钢筋，试求该截面所能承受的最大弯矩设计值 M？

9. 某连续梁中间支座处截面尺寸 $b \times h = 250\text{mm} \times 650\text{mm}$，承受支座负弯矩设计值 $M = 239.2\text{kN} \cdot \text{m}$，混凝土强度等级 C30，HRB335 级钢筋。现由跨中正弯矩计算的钢筋中 2Φ18 伸入支座、另有 2Φ18 弯起，试计算：①不考虑伸入支座的下部钢筋，但考虑弯起钢筋承受支座负弯矩，则所需钢筋截面面积 A_s 还需多少？此时对弯起钢筋有什么要求？②如果不考虑伸入支座的下部钢筋，也不考虑弯起钢筋的作用时，支座需要钢筋截面面积 A_s 又为多少？③如果考虑伸入支座的下部钢筋受力，也考虑弯起钢筋承受支座负弯矩，则所需钢筋截面面积 A_s 还需多少？此时对伸入支座的下部钢筋有什么要求？④如果考虑伸入支座的下部钢筋受力，但不考虑弯起钢筋承受支座负弯矩，则所需钢筋截面面积 A_s 还需多少？

10. 某 T 形截面梁 $b = 250\text{mm}$，$b_f' = 500\text{mm}$，$h = 600\text{mm}$，$h_f' = 100\text{mm}$，混凝土强度等级 C30，HRB400 级钢筋，承受弯矩设计值 $M = 256\text{kN} \cdot \text{m}$，试求受拉钢筋截面面积，并绘配筋图。

11. 某 T 形截面梁截面尺寸 $b = 200\text{mm}$，$b_f' = 1200\text{mm}$，$h = 600\text{mm}$，$h_f' = 80\text{mm}$，混凝土强度等级 C20，配有 HRB335 级 4Φ20 受拉钢筋，承受弯矩设计值 $M = 131\text{kN} \cdot \text{m}$，试复核该梁截面是否安全？

12. 某 T 形截面梁 $b = 200\text{mm}$，$b_f' = 400\text{mm}$，$h = 600\text{mm}$，$h_f' = 100\text{mm}$，$a_s = 60\text{mm}$，混凝土强度等级 C30，配有 HRB400 级钢筋 6Φ20，试计算该梁能承受的最大弯矩设计值 M。

13. 已知某承受均布荷载的矩形截面梁，截面尺寸 $b \times h = 250\text{mm} \times 600\text{mm}$（$a_s = 40\text{mm}$），采用 C20 混凝土，箍筋为 HPB300 级钢筋。若已知剪力设计值 $V = 150\text{kN}$，试求采用Φ6 双肢箍的箍筋间距。

14. 图 4.75 所示的钢筋混凝土简支梁，集中荷载设计值 $F = 120\text{kN}$，均布荷载设计值（包括梁自重）$q = 10\text{kN/m}$。选用 C25 混凝土，箍筋为 HPB300 级钢筋。试选择该梁的箍筋（注：图中跨度为净跨度＝4000mm）。

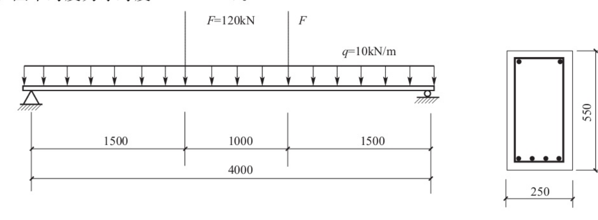


图 4.75　习题 14 附图

15. 某 T 形截面简支梁尺寸 $b\times h=200\text{mm}\times 500\text{mm}$，$b'_f=400\text{mm}$，$h'_f=100\text{mm}$；采用 C30 混凝土，箍筋为 HPB300 级钢筋；由集中荷载产生的支座边剪力设计值 $V=120\text{kN}$(包括自重)，剪跨比 $\lambda=3$。试选择该梁箍筋(取 $a_s=35\text{mm}$)。

16. 图 4.76 所示钢筋混凝土矩形截面简支梁，截面尺寸 $b\times h=250\text{mm}\times 600\text{mm}$，荷载设计值 $F=170\text{kN}$(未包括梁自重)，采用 C30 混凝土，纵向受力钢筋为 HRB400 级、箍筋为 HPB300 级钢筋，试设计该梁。要求：①确定纵向受力钢筋根数和直径；②配置腹筋(要求选择箍筋和弯起钢筋，假定第一排弯起钢筋弯终点距支座截面边缘为 50mm)。

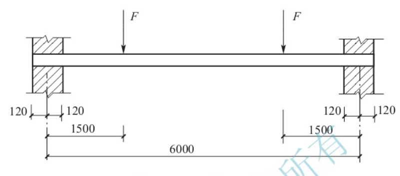


图 4.76 习题 16 附图

17. 已知某钢筋混凝土矩形截面简支梁，计算跨度 $l_0=6000\text{mm}$，净跨度 $l_n=5760\text{mm}$，截面尺寸 $b\times h=250\text{mm}\times 550\text{mm}$，采用 C25 混凝土，HRB335 级纵向钢筋和 HPB300 级箍筋。若已知梁的纵向受力钢筋为 4 Φ 22，试求：当采用Φ 6@200 双肢箍和Φ 8@200 双肢箍时，梁所能承受的荷载设计 $g+q$ 分别为多少？(提示：应进行正截面受弯和斜截面受剪计算，经比较后确定。)

18. 某简支梁计算跨度 $l_0=7\text{m}$，矩形截面尺寸 $b\times h=250\text{mm}\times 700\text{mm}$，混凝土强度等级 C30，钢筋为 HRB400 级，承受均布恒荷载标准值(含梁自重)$g_k=19.74\text{kN/m}$，均布活荷载标准值 $q_k=10.5\text{kN/m}$。试进行正截面受弯承载力计算和斜截面受剪承载力计算，画出配筋断面图。

选 择 题

1. 下列确定板内受力钢筋间距 s 的叙述中，其中错误的是(　　)。
   A. $s\geqslant 70\text{mm}$
   B. 当板厚 $h\leqslant 150\text{mm}$ 时，s 不宜大于 200mm
   C. 当板厚 $h>150\text{mm}$ 时，$s\leqslant 1.5h$ 且$\leqslant 200\text{mm}$
   D. 当板厚 $h>150\text{mm}$ 时，$s\leqslant 1.5h$ 且 $s\leqslant 250\text{mm}$
2. 钢筋混凝土梁必须计算以下类型的承载力：(　　)。
   A. 正截面受弯承载力，正截面受剪承载力
   B. 正载面受弯承载力，斜截面受剪承载力
   C. 正截面受弯承载力，斜截面受弯承载力
   D. 正截面受弯承载力，正截面受剪承载力、斜截面受剪承载力、斜截面受弯承载力

3. 适筋梁的破坏是(　　)。

A. 延性破坏　　B. 脆性破坏

C. 有时延性、有时脆性破坏　　D. 破坏时导致斜截面受弯破坏

4. 下列关于梁内箍筋作用的叙述中，其中不对的是(　　)。

A. 增强构件抗弯能力　　B. 增强构件抗剪能力

C. 稳定钢筋骨架　　D. 增强构件抗扭能力

5. 在梁斜截面受剪承载力的计算公式中，采用的混凝土强度是(　　)。

A. 立方体抗压强度　　B. 轴心抗压强度

C. 轴心抗拉强度标准值　　D. 轴心抗拉强度设计值

6. 下列破坏类型中，不属于受弯构件正截面破坏类型的是(　　)。

A. 适筋破坏　　B. 超筋破坏

C. 少筋破坏　　D. 部分超配筋破坏

7. 作为受弯构件正截面受弯承载力计算依据的是适筋构件受力的(　　)。

A. 第Ⅰ阶段　　B. 第Ⅱ阶段

C. $Ⅱ_a$ 状态　　D. $Ⅲ_a$ 状态

8. 超筋梁的正截面承载力取决于(　　)。

A. 混凝土的抗压强度　　B. 混凝土的抗拉强度

C. 钢筋的强度及配筋率　　D. 箍筋的强度及配筋率

9. 少筋梁的正截面承载力取决于(　　)。

A. 混凝土的抗压强度　　B. 混凝土的抗拉强度

C. 钢筋的抗拉强度及配筋率　　D. 钢筋的抗压强度及配筋率

10. 钢筋混凝土梁内配置箍筋的主要目的之一是(　　)。

A. 提高混凝土的强度　　B. 弥补纵向钢筋的不足

C. 承受弯矩　　D. 承受剪力

11. 在下列影响梁的受剪承载力的因素中，影响最小的是(　　)。

A. 混凝土强度　　B. 截面尺寸

C. 配筋率　　D. 配箍率

12. 在室内正常环境下，当混凝土强度等级为 C20 时，梁内受力钢筋的混凝土保护层最小厚度是(　　)。

A. 15mm　　B. 20mm

C. 25mm　　D. 30mm